UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

**CONSOLIDAÇÃO DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO DE AREIA
E MODELAGEM DO ENCHIMENTO DE UM RESERVATÓRIO PARA
SUA DISPOSIÇÃO**

LUIS MIGUEL CAÑABI QUISPE

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós Graduação em Geotecnia.

VERSÃO CORRIGIDA

Orientador: Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquivel

SÃO CARLOS-SP

2011

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

C212c Cañabi Quispe, Luis Miguel
Consolidação de um rejeito de mineração de areia e
modelação do enchimento de um reservatório para sua
disposição / Luis Miguel Cañabi Quispe ; orientador
Edmundo Rogério Esquivel. -- São Carlos, 2011.

Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área
de Concentração em Geotecnia) -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

1. Compressibilidade do solo. 2. Consolidação do solo.
3. Condutividade hidráulica. 4. HCT. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato(a): Bachiller LUIS MIGUEL CAÑABI QUISPE.

Dissertação defendida e julgada em 04/04/2011 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **EDMUNDO ROGERIO ESQUIVEL** – (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Prof. Titular **JOÃO BAPTISTA NOGUEIRA** – (Aposentado)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Prof. Dr. **WALDYR LOPES DE OLIVEIRA FILHO**
(Universidade Federal de Ouro Preto/UFOP)

Prof. Titular **OSNI JOSÉ PEJON**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia

Prof. Associado **PAULO CÉSAR LIMA SEGANTINE**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

A Deus pela vida, paz e bênçãos.

A minha querida mãe, Rosa

A os meus irmãos

A minha pequena filha Adriana

por ter chegado e mudado minha vida

Dedico esta dissertação.

AGRADECIMENTOS

A minha mãe pela ajuda e compreensão, cuja força e luta são minha inspiração.

Ao Prof. Edmundo R. Esquivel, pela orientação deste trabalho, amizade, confiança, e paciência comigo.

Ao Prof. Tarcísio B. Celestino, pela orientação, amizade e exemplo de vida

Ao Prof. Orencio Monje Vilar e Nelson Aoki, pelos ensinamentos e orientações acadêmicas e profissionais.

A todos os professores do Departamento de Geotecnia da EESC, pelos conhecimentos transmitidos.

Ao CNPq pelo apoio financeiro para a conclusão do mestrado.

Aos técnicos de laboratório Oscar Neto, José Luiz, Dito e o senhor Antônio, que me ajudaram desinteressadamente na parte experimental de cada etapa da pesquisa.

Aos meus amigos Gian, Pablo, Liliana, Julio, Thalita, Francine Mathias, Jheny, Marianita, Vinicius e esposa Amanda, Camilo e esposa Patricia, Thiago, Tiago, José Schiavon, Vivian, Albano, Diovani, Paola, Nestor, pelo inestimável apoio e amizade.

Ao meu amigo Vagner Albuquerque, pela amizade, informação e ajuda para o entendimento do equipamento HCT.

Ao grande e alegre povo Brasileiro.

Ao meu irmão Joseph, pela ajuda em minha formação.

A Gloria pela compreensão.

Há homens que lutam um dia e são bons. Há outros que lutam um ano e são melhores. Há alguns que lutam muitos anos e são muito bons. Mas há aqueles que lutam toda a vida: esses são imprescindíveis”.

Bertolt Brecht

Quispe, L. C. **Consolidação de um rejeito de mineração de areia e modelação de enchimento de um reservatório para sua disposição**. 2011. 96f. Dissertação de Mestrado – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Rejeitos de mineração com muita frequência são dispostos na forma de lama. A capacidade de estocagem das lagoas onde são depositados depende de suas dimensões e formas de operação, mas também das características físicas, compressibilidade e condutividade hidráulica da lama. No presente trabalho estudam-se as características de consolidação de uma lama argilosa resultante da mineração de areia, por meio do ensaio de consolidação hidráulica (HCT) e modela-se o enchimento de uma lagoa de disposição desse rejeito, empregando a teoria de grandes deformações e mediante o software CONDES. Realizaram-se ensaios de caracterização e HCT com amostras coletadas das lagoas 2, 11 e vertedouro da Mineração Jundu Ltda. em Descalvado, São Paulo. Estes parâmetros foram necessários para as análises de simulação numérica do processo de enchimento da Lagoa 11. Os resultados dos ensaios HCT mostraram um conjunto consistente de propriedades constitutivas do material, também se verificou a importância de alcançar a condição estável nas leituras da diferença de pressão entre o topo e a base do corpo de prova, assim obter uma menor variabilidade dos resultados. A simulação de enchimento se mostrou consistente, onde se obteve a evolução do processo de consolidação em diferentes etapas do lançamento da lama. Observou-se uma concordância dos resultados obtidos na simulação de enchimento. Segundo as análises observou-se que a altura dos rejeitos após um período de dois anos é da ordem de 1.57m.

Palavras Chave: Consolidação, compressibilidade, condutividade hidráulica, HCT.

ABSTRACT

Quispe, L. C. **Sand-mining waste disposal consolidation and a waste reservoir filling process modeling for its storage.** 2011. M.Sc. dissertation – Department of Geotechnical Engineering, School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo.

Mining waste is frequently disposed of in the form of mud. The storage capacity of a collection reservoir of mining waste depends on its dimensions and on its operational processes, which are based on the physical characteristics of the mud and its compressibility and hydraulic conductivity. This research focuses on the study of the consolidation characteristics of a clayey mud resultant from the process of sand mining. Such characteristics were studied through Hydraulic Consolidation Tests (HCT) and by modeling the waste reservoir filling process using large deformation theory and the CONDES Software. Characterization and hydraulic consolidation tests were performed on samples obtained from Reservoirs 2 and 11 and from the Jundu Mine spillway at Descalvado City in the state of São Paulo, Brazil. The characterization parameters obtained were employed in performing numerical analysis of the filling process of waste Reservoir 11. HCT test results show the acceptable set of constitutive properties of the analyzed material. During the testing procedures, variability of test results were minimized by obtaining stabilized pressure difference readings between the top and bottom leads of the specimen. Modeling was conducted for instantaneous and progressive filling and both methods yielded the same results. It was observed a predictable parity between the results obtained from instantaneous and progressive filling simulations. The final height after consolidation was measured at approximately two years for both instantaneous and progressive methods of filling. From the analysis, the two-year level was measured at 1.57 meter

Keywords: Consolidation, compressibility, hydraulic conductivity, HCT

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	<i>Justificativa e objetivos</i>	2
1.2	<i>Organização da dissertação</i>	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	<i>Metodologias de disposição de rejeitos</i>	5
2.1.1	Métodos convencionais de alteamento de barragens.	6
2.1.2	Método de disposição de lama espessada	7
2.1.3	Método de disposição em pasta	8
2.1.4	A Técnica de “Dry – Stacking” ou Empilhamento a Seco.....	9
2.1.5	Método de disposição subaérea	10
2.2	<i>Sedimentação e consolidação</i>	11
2.3	<i>Sedimentação</i>	12
2.4	<i>Consolidação.....</i>	13
2.5	<i>Determinação das propriedades de consolidação de solos moles.....</i>	13
2.6	<i>Determinação da condutividade hidráulica.....</i>	15
2.7	<i>Formulação geral da equação de fluxo</i>	16
2.8	<i>Teoria convencional da consolidação infinitesimal</i>	19
2.9	<i>Teoria de consolidação para deformação finita.....</i>	20
2.9.1	Sistemas de coordenadas.....	22
2.9.2	Derivada material.....	26
2.9.3	Equações da continuidade.....	26
2.9.4	Equações de equilíbrio.....	29
2.9.5	Lei de Darcy-Gersevanov	31
2.9.6	Equações de controle	31
2.10	<i>Modelos constitutivos na fase da compressão unidimensional.....</i>	34
2.11	<i>Modelos da fase de compressão tridimensional</i>	35
3	MATERIAIS E MÉTODOS	37
3.1	<i>Localização e características da mineração.....</i>	37

3.2	<i>Ensaio de consolidação induzido por percolação</i>	38
3.3	<i>Procedimentos experimentais</i>	39
3.3.1	Preparação da amostra.....	39
3.3.2	Consolidação hidráulica induzida por percolação.....	40
3.4	<i>Determinação dos parâmetros constitutivos com o programa SICTA</i>	42
3.5	<i>Simulação numérica no programa CONDES</i>	43
3.6	<i>Parâmetros de Entrada e de Saída do Programa CONDES</i>	46
4	ANÁLISES DE RESULTADOS	49
4.1	<i>Caracterização dos materiais</i>	49
4.2	<i>Ensaio de consolidação hidráulica HCT</i>	50
4.2.1	Lagoa 2.....	51
4.2.2	Lagoa 11.....	57
4.2.3	Vertedouro	62
4.2.4	Comparação das análises das diferentes amostras.....	66
4.3	<i>Simulação do processo de enchimento</i>	68
4.3.1	Parâmetros para a simulação numérica do enchimento	68
5	CONCLUSÕES.....	75
5.1	<i>Sugestões e recomendações para pesquisas futuras</i>	76
6	REFERÊNCIAS.....	77

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Métodos de disposição de rejeitos, a) Montante, b) Linha de centro, c) Jusante. ..	6
Figura 2.2 - Rejeitos espessados (Figueiredo, 2007).....	8
Figura 2.3 - Disposição pelo método convencional e de disposição de lama espessada.....	8
Figura 2.4 - Ensaio de abatimento de cone ou slump.....	9
Figura 2.5 - Período de espera onde as trincas de ressecamento aparecem.....	9
Figura 2.6 -a) Sobre resíduo previamente depositado e b) com drenagem na base (adaptado de Elias, 1995).....	10
Figura 2.7 - Formação de camada de solo após lançamento (adaptado de Imai, 1979).	11
Figura 2.8 - Volume elementar sujeito a fluxo nas direções x, y e z.....	17
Figura 2.9 - Sistema de coordenadas eulerianas: configuração no tempo t.....	23
Figura 2.10 Sistema de coordenadas lagrangeanas: (a) configuração no tempo $t = 0$ e (b) configuração no tempo t	24
Figura 2.11 Relações entre os sistemas de coordenadas: (a) configuração inicial ($t = 0$) e (b) configuração no tempo ($t > 0$).	25
Figura 3.1 Coleta de amostras: (a) Lagoa 11, (b) Vertedouro.	37
Figura 3.2 Esquema geral do equipamento de consolidação hidráulica.....	39
Figura 3.3 Preparação da amostra para o ensaio HCT.	40
Figura 3.4 Curva de altura nominal e intervalos de enchimento, adaptado de (Yao & Znidarcic 1997).....	47
Figura 4.1 - Curvas granulométricas dos rejeitos	49
Figura 4.2 Diferença de pressão-tempo, etapa de consolidação hidráulica, lagoa 2.	51

Figura 4.3 - Diferença de pressão-tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 2.	53
Figura 4.4 - Diferencia de pressão-tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 2.	53
Figura 4.5 Curvas de compressibilidade representativas da amostra da Lagoa 2.....	56
Figura 4.6 Curvas de condutividade hidráulica representativas, amostra Lagoa 2.....	56
Figura 4.7 Diferencial de pressão versus tempo, etapa de consolidação hidráulica, lagoa 11.	57
Figura 4. 8 Diferencial de pressão-tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 11.	58
Figura 4.9 Diferencial de pressão versus tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 11.	58
Figura 4.10 Curvas de compressibilidade representativas da amostra da lagoa 11.	61
Figura 4.11 Curvas de condutividade hidráulica representativas, amostra lagoa 11.	61
Figura 4.12 Diferencial de pressão versus tempo, etapa de consolidação hidráulica, amostra vertedouro.	62
Figura 4.13 Diferencial de pressão versus tempo, ensaio de condutividade hidráulica, vertedouro	63
Figura 4.14 Diferencial de pressão versus tempo, ensaio de condutividade hidráulica, vertedouro.	64
Figura 4.15 Curvas de compressibilidade representativas da amostra do vertedouro.	65
Figura 4.16 Curvas de condutividade hidráulica representativas, amostra Vertedouro.....	66
Figura 4.17 Curvas de compressibilidade (Lama Mineradora Jundu).	67
Figura 4.18 Curvas de condutividade hidráulica.	67
Figura 4.19 Esquema representativo da altura nominal.	69
Figura 4.20 Curva de enchimento e enchimento nominal.	70
Figura 4.21 Curva consolidação versus tempo.	71

Figura 4.22 Curva de conteúdo de sólidos, simulação de enchimento instantâneo.....	72
Figura 4.23 Perfil do índice de vazios, simulação de enchimento instantâneo.	73
Figura 4.24 Curva de conteúdo de sólidos, simulação de enchimento progressivo.	73
Figura 4.25 Perfil do índice de vazios, simulação de enchimento progressivo.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Experimento (ensaio de proveta) versus simulação numérica (Pereira, 2006).....	46
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de caracterização.	49
Tabela 4.2 Preparação das amostras para ensaio HCT.....	50
Tabela 4.3 Resultados experimentais da etapa de consolidação hidráulica, amostra Lagoa 2.	52
Tabela 4.4 Resultados da etapa de condutividade hidráulica, amostra Lagoa 2.	52
Tabela 4.5 Combinação de dados para análise com o programa SICTA, amostra Lagoa 2.....	54
Tabela 4.6 Parâmetros constitutivo, amostra lagoa 2.	55
Tabela 4.7 Resultados experimentais da etapa de consolidação hidráulica, amostra Lagoa 11	59
Tabela 4.8 Resultados da etapa de condutividade hidráulica, amostra Lagoa 11	59
Tabela 4.9 Combinação de dados para análise com o programa SICTA, amostra lagoa 11	60
Tabela 4.10 Parâmetros constitutivos, amostra da lagoa 11.....	60
Tabela 4.11 Resultados experimentais de consolidação hidráulica, amostra vertedouro.....	63
Tabela 4.12 Resultados da etapa de condutividade hidráulica, amostra vertedouro	63
Tabela 4.13 Combinação de dados para análise com SICTA, amostra vertedouro.....	64
Tabela 4.14 Parâmetros constitutivos, amostra vertedouro	65
Tabela 4.15 Controle estatístico dos parâmetros constitutivos.....	66
Tabela 4.16 Dados da curva de enchimento nominal.	71

LISTA DE SIMBOLOS

γ_s – Peso específico de sólidos.

γ_f - Peso específico do fluido.

γ_w - Peso específico da água.

g - Aceleração da gravidade.

$i(x)$ – Gradiente hidráulico.

e - Índice de vazios.

e_{cr} - Índice de vazios na abertura da trinca.

e_L - Índice de vazios medido na etapa de carregamento.

e_{00} - Índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula.

σ - Tensão total.

σ' - Tensão efetiva.

k - Condutividade hidráulica.

σ'_b - Tensão efetiva na base da amostra

σ_{cr} – Tensão vertical na abertura da trinca.

σ'_L - Tensões efetivas verticais incrementais para a etapa de condutividade hidráulica

q - Vazão através da amostra no estado estacionário.

h - Diferença de carga através da amostra.

A_s - Área da seção transversal da amostra.

H - Altura do corpo de prova.

H_o - Altura inicial do corpo de prova.

H_s - Altura de sólidos na amostra.

H_L - Altura de final do corpo de prova.

H_n - Altura nominal dos rejeitos.

ΔP_L - Diferença de pressão para a etapa de condutividade hidráulica.

ΔP_s - Diferença de pressão para a etapa de consolidação.

M_w - Massa de água.

M_x - Fluxo de massa de água na direção x.

ρ_w - Massa específica da água.

ρ_s - Massa específica dos sólidos.

V - Volume total.

V_v - Volume de vazios.

n - Porosidade.

t - Tempo.

ξ - Coordenada euleriana.

a - Coordenada lagrangeana.

z - Coordenada reduzida.

$\bar{v}_w$ - Velocidade aparente do fluido

v_w - Velocidade real da fase fluida.

v_L - Velocidade de Darcy.

$\bar{v}_s$ - Velocidade aparente da fase sólida.

v_s – Velocidade de Stokes.

v_c - Função de velocidade em solo trincado.

v_u - Função de velocidade em solo não trincado.

α - Alfa function.

u_w – Poro pressão da água.

u_s - Poro pressão estática.

u - Excesso de poro pressão.

η - Viscosidade do fluido.

A_1, B_1, Z_1, C, D – Coeficientes empíricos da etapa de consolidação unidimensional.

A_2, B_2, Z_2 – Coeficientes empíricos da etapa de ressecamento tridimensional.

E - Taxa de evaporação da superfície superior intacta do solo.

η - Parâmetro empírico para determinação da evaporação pelas paredes da trinca.

W_s - Peso dos sólidos.

W_w - Peso do líquido.

w - Teor de umidade gravimétrico.

W_L, W_P, W_C – Limites de Atterberg.

Q_L - Vazão na base do corpo de prova.

1 INTRODUÇÃO

A indústria de mineração produz uma grande quantidade de rejeitos. O aumento da produção torna necessária a ampliação de áreas para a disposição dos resíduos. As propriedades destes materiais dependem diretamente de sua disposição final.

Os rejeitos do produto da mineração devem ser contidos ou tratados com o objetivo de minimizar o impacto ambiental. Assim, se procura melhorar a segurança e desempenho de obras geotécnicas projetadas com o propósito de armazenar estes resíduos.

O sucesso de atividades desta natureza vai depender do correto dimensionamento dos reservatórios, pois está diretamente envolvido com o custo da área onde são instalados. O ganho de consistência dos materiais depositados se traduz em resistência ao cisalhamento, podendo ser transportados, reaproveitados ou reintegrados ao meio ambiente.

O dimensionamento dos depósitos de rejeitos depende da correta previsão do comportamento da compressibilidade e condutividade hidráulica do material. Para os materiais de granulometria fina, onde o processo de consolidação não é governado pelos princípios da teoria clássica de Terzaghi, torna-se necessária a utilização de uma teoria adequada. Se exige também métodos e técnicas de ensaios apropriados, pois os materiais são lançados com elevados índices de vazios e submetidos à consolidação com grandes deformações. Neste caso, a consolidação é governada pela teoria de grandes deformações de Gibson et al (1967).

Os parâmetros de compressibilidade e condutividade hidráulica podem ser determinados através do ensaio Hydraulic Consolidation Test (HCT), no qual é imposta uma vazão para induzir a consolidação. Este ensaio emprega uma bomba de fluxo permitindo o controle das vazões de fluxo empregadas na amostra. Esta técnica tem se mostrado conveniente na determinação das relações constitutivas desses materiais, uma vez que reduz em grande parte as limitações de outros métodos.

A simulação de enchimento do reservatório foi realizada com auxílio do programa CONDES (Yao e Znidarcic, 1997), para análise de consolidação unidimensional submetida a grandes deformações e ressecamento de solos finos compressíveis. O programa fornece a distribuição de índices de vazios ao longo da camada de solo compressível em diferentes

intervalos de tempo. Adicionalmente, podem ser obtidos os perfis da distribuição das poropressões geradas e as alturas de solo ao longo da consolidação.

Este estudo foi realizado nas lagoas de contenção de rejeito da empresa Mineração Jundu, localizada no município de Descalvado, São Paulo, Brasil. Esta se dedica à extração de areia quartzosa utilizada para a fabricação de vidros e em processos de fundição, sendo a argila o rejeito principal.

1.1 Justificativa e objetivos

Durante o processo de mineração de areia, uma grande quantidade de rejeito fino é gerada. Estes rejeitos possuem natureza e características diversas. Portanto, formulou-se um contexto geral para caracterizar o material, fornecer os parâmetros de compressibilidade e condutividade hidráulica, utilizando a técnica de consolidação induzida por percolação com o equipamento HCT, desenvolvido por Albuquerque (2009).

Este estudo também procura validar e verificar os resultados dos ensaios HCT obtidos por Albuquerque (2009), que trabalhou com materiais com as mesmas características.

Realizar simulações numéricas para a estimativa do processo de enchimento do reservatório. Estas simulações foram desenvolvidas por meio do programa CONDES de Yao e Znidarcic (1997) que utiliza um algoritmo numérico para análise de consolidação unidimensional com grandes deformações.

1.2 Organização da dissertação

Esta dissertação está subdividida em cinco capítulos. O primeiro apresenta uma introdução geral dos assuntos estudados, incluindo a apresentação do tema, a justificativa e os objetivos do trabalho.

No segundo capítulo, apresenta-se uma revisão bibliográfica referente às diferentes técnicas de lançamento dos rejeitos e às diferentes teorias de consolidação, caracterizando os princípios da teoria de consolidação infinitesimal e a teoria de consolidação finita.

O terceiro capítulo trata dos materiais e métodos, detalhando as características do equipamento e as metodologias de ensaio HCT, os procedimentos experimentais, como a preparação de amostras, a determinação dos parâmetros constitutivos com o software SICTA

desenvolvido por Abu-Hejleh e Znidarcic (1992) e, finalmente, os dados de entrada necessários para a simulação, no programa CONDES, de enchimento.

O capítulo quatro sintetiza todos os resultados dos ensaios HCT, mostrando as curvas de compressibilidade e condutividade hidráulica, assim como as simulações numéricas usadas para o estudo do enchimento do reservatório da Lagoa 11 da Mineração Jundu, considerando análises com enchimento instantâneo e progressivo.

O capítulo quinto apresenta de forma geral, as principais conclusões do trabalho a partir dos resultados experimentais e das simulações numéricas, assim como, sugestões e recomendações para pesquisas e trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A modelagem do comportamento de rejeitos em forma de lama, como aqueles das indústrias de mineração, tem relevante importância para o dimensionamento adequado dos reservatórios nos quais os rejeitos são lançados.

Os processos de mineração produzem grandes volumes de rejeitos compostos de materiais muito finos. Estes materiais apresentam, inicialmente, elevados teores de umidade e índice de vazios, que são diminuídos gradativamente com o tempo. As partículas de solo entram em contato entre si, começa surgir o princípio das tensões efetivas. Neste momento, inicia-se o processo de consolidação.

O comportamento destes rejeitos, após o lançamento, envolve uma modelagem complexa. Inicialmente, é utilizada uma teoria de sedimentação e, posteriormente, uma teoria de consolidação finita, como a desenvolvida por Gibson (1967).

A fase de consolidação é a parte mais importante do processo. No entanto, como a consolidação de rejeitos muito moles origina grandes deformações, o uso da teoria de consolidação de Terzaghi não se aplica.

Para alcançar um melhor modelo que descreva o comportamento e a vida útil de reservatórios de resíduos expostos ao ressecamento solar, se tem combinado os métodos de estimativa de cálculo de perda de água por evaporação com cálculo de recalques pela teoria de consolidação com grandes deformações.

2.1 Metodologias de disposição de rejeitos

O beneficiamento divide o mineral bruto em concentrado e rejeito. A parcela que não apresenta valor econômico é disposta como rejeito no sistema de armazenamento, comumente constituído de diques ou barragens.

O comportamento do rejeito depende, dentre outros fatores, do teor de umidade, do estado de tensão em que está submetido e de sua composição mineralógica. As propriedades de resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica são importantes na análise de recalques e na determinação da capacidade de armazenamento do depósito.

Os métodos convencionais de disposição de rejeitos se caracterizam pela disposição destes na sua condição natural, isto é, como descartados pelas plantas de beneficiamento, em geral, consistindo numa lama fluida.

Nestes métodos, a disposição é feita de forma contínua e grandes áreas são ocupadas, o que requer diques ou barragens para a sua contenção. Seu lançamento normalmente é realizado por meio de hidrociclones. Os hidrociclones podem ser utilizados tanto na planta de beneficiamento como próximo à barragem, tendo a função de separar as diferentes frações granulométricas constituintes do rejeito, denominadas underflow (rejeito arenoso) e overflow (rejeito fino ou lama).

2.1.1 Métodos convencionais de alteamento de barragens.

Existem três métodos básicos para o alteamento de uma barragem de contenção de rejeitos: o método de montante, o método de jusante e o método da linha de centro, mostrados na (Figura 2.1).

A diferença entre um método e outro é em função do sentido do alteamento em relação ao dique de partida. O material que se utiliza nas diferentes etapas de construção da barragem pode ser o próprio rejeito, sendo classificado com a utilização de ciclonagem ou praias de segregação (ABRÃO, 1987), para a seleção da fração grossa de maior resistência e condutividade hidráulica, que adicionalmente apresenta menor compressibilidade.

Figura 2.1 - Métodos de disposição de rejeitos, a) Montante, b) Linha de centro, c) Jusante.

No método de montante, a estrutura do barramento é iniciada a partir de um dique, construído com materiais de boa qualidade, como enrocamento ou material argiloso compactado. O rejeito é lançado a partir da crista do dique e quando o nível dos rejeitos no reservatório estiver próximo ao máximo, um novo dique é executado (sobre os rejeitos) à montante do dique do alteamento anterior. Este processo se repete com os alteamentos sucessivos até a elevação final prevista, sendo que o eixo da crista se desloca para a montante

com cada alteamento. As barragens construídas por este método apresentam problemas de baixa segurança, susceptibilidade à liquefação e interferência do lançamento do rejeito com a construção. Sua maior vantagem é o baixo custo.

O método de jusante consiste no alteamento da barragem para jusante do dique de partida, inicialmente construído, de tal forma que o eixo da crista se mova nesta direção. A construção pode ser feita empregando o próprio rejeito. A principal desvantagem deste método é seu elevado custo de construção. Suas principais vantagens são que a estrutura assim construída resiste aos efeitos de carregamentos dinâmicos, escalona a construção sem interferência na segurança nem na operação dos rejeitos e aproveita integralmente as técnicas de barragens convencionais.

O método da linha de centro é geometricamente uma solução intermediária entre o método de jusante e o de montante. Como nos métodos anteriores, é construído inicialmente um dique de partida. Os alteamentos sucessivos são feitos de forma tal que o eixo da barragem não sofra deslocamento. O método apresenta baixa economia e potenciais problemas de instabilidade por escorregamentos. As principais vantagens deste método são sua facilidade construtiva e o fato de que o eixo do barramento permanece constante durante todo o tempo de alteamento da estrutura.

2.1.2 Método de disposição de lama espessada

Neste método de disposição (Thickened discharge ou Central discharge) os rejeitos são espessados na planta para um teor de sólidos de 40%, aproximadamente, e transportados até a área de disposição onde são descarregados de uma posição elevada a fim de formar um talude e obter a máxima superfície exposta à evaporação.

A linha de descarga avança progressivamente sobre o depósito de rejeito formando um depósito convexo, diferentemente dos depósitos convencionais que são côncavos. Na disposição convencional, o rejeito fino é lançado com baixo teor de sólidos, baixa densidade e grande quantidade de água.

O uso de floculantes sintéticos tem o objetivo de espessar os rejeitos ajudando a produzir, mais rápido, um rejeito fino com maior consistência. A Figura 2.2 ilustra os rejeitos espessados.

Figura 2.2 - Rejeitos espessados (Figueiredo, 2007).

Uma das vantagens desta técnica é que, comparada ao método convencional, ela possibilita o armazenamento de maiores quantidades de rejeitos em depósitos de menor área.

Em todos os casos (Figura 2.3), os diques perimetrais são menores quando se usa o rejeito espessado. Percebe-se, também, que o método do rejeito espessado é versátil e pode ser acomodado em qualquer topografia, ao contrário do método de disposição convencional, onde o depósito é preferentemente em vales.

Figura 2.3 - Disposição pelo método convencional e de disposição de lama espessada.

2.1.3 Método de disposição em pasta

É uma mistura consistente e viscosa de rejeitos e água que, diferente da lama fluida, não segrega ao ser transportada. Esta não segregação se deve à distribuição granulométrica do rejeito em pasta. A diferença com a lama espessada é que pasta inclui aditivos para ganho de resistência. A consistência da pasta é semelhante a um concreto úmido, sendo que várias de suas caracterizações geotécnicas tiveram origem nessa indústria. O ensaio slump, por exemplo, é utilizado para medir a consistência da pasta (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Ensaio de abatimento de cone ou slump

Este método é importante para minerações onde existe pouca água disponível ou é limitada pela topografia local.

Depois do lançamento o rejeito passa pelos processos de consolidação e ressecamento (Figura 2.5). Procura-se otimizar os ciclos de lançamento e espera, para que o ganho de resistência e a consequente densificação do rejeito seja alcançada.

Figura 2.5 - Período de espera onde as trincas de ressecamento aparecem.

2.1.4 A Técnica de “Dry – Stacking” ou Empilhamento a Seco

Muitas empresas de mineração e processamento vêm utilizando esta técnica em várias partes do mundo, com algumas variações. Mesmo no caso de disposição via úmida, é rotineiro

colocar, no momento da reabilitação da área utilizada como depósito, um capeamento para receber a cobertura vegetal que irá revestir o reservatório. Portanto, é comum que seja desenvolvida uma crosta superficial ressecada, decorrente da exposição solar, para suportar trabalhadores e equipamentos.

Elias (1995) desenvolveu alternativas para aumentar a vida útil das áreas de disposição já esgotadas, onde os resíduos foram lançados em forma de lama. Uma camada de areia é colocada sobre esta área, com a instalação de drenos no seu interior. Também são construídos diques no perímetro sobre material mais seco. A Figura 2.6 mostra um esquema genérico destas técnicas.

Figura 2.6 -a) Sobre resíduo previamente depositado e b) com drenagem na base (adaptado de Elias, 1995).

Os resíduos podem ser espessados antes do lançamento nas áreas de secagem, adicionando-se flocculantes. O mesmo efeito pode ser conseguido com o lançamento do rejeito em camadas de aproximadamente 20 cm de altura em áreas inclinadas, que facilitam o escoamento do excesso de líquido, atingindo um baixo teor de umidade.

2.1.5 Método de disposição subaérea

É uma técnica em que o rejeito é depositado em finas camadas, permitindo-se sua consolidação e drenagem antes do lançamento da camada seguinte, de modo a produzir uma condição dos materiais mais consistentes, baixas poropressões e eventual sucção.

Norman & Raforth (1998) afirmam que estes reservatórios devem possuir área suficiente para que a disposição ocorra em um dos reservatórios, enquanto a secagem continue em outros, sendo recomendado pelo menos dois.

Neste método a fase de sedimentação é relativamente rápida e as magnitudes das variações de volume dependem do teor de sólidos inicial da polpa. Nas fases de consolidação e ressecamento podem ocorrer recalques significativos do material depositado. A fase de ressecamento é dividida em dois estágios distintos: ressecamento unidimensional e tridimensional. A presente pesquisa abordará a fase unidimensional. Detalhes da outra fase foram estudados por (ABU-HEJLEH, 1993).

2.2 Sedimentação e consolidação

Como foi comentado anteriormente, os rejeitos de mineração são produzidos e removidos para o local de estocagem em forma de lama. Como consequência do lançamento dessas camadas de rejeitos, ocorrem estágios de sedimentação, consolidação e ressecamento. Existem dificuldades na interpretação se ainda for considerado o efeito de contorno. O efeito da chuva, do vento, da evaporação e da infiltração altera o balanço hídrico dificultando a interpretação do fenômeno.

Conforme mostrado na Figura 2.7, inicialmente não existe interação entre partículas nem floculação. A seguir, acontece a formação de flocos, para depois dar passo à sedimentação uniforme com formação de interface marcante com o fluido. Na zona de consolidação os flocos individuais não são visíveis, iniciando o estágio de consolidação, quando se observa a formação de uma linha de formação de solo, que é a fronteira entre a água e o solo.

Figura 2.7 - Formação de camada de solo após lançamento (adaptado de Imai, 1979).

Sedimentação e consolidação se diferenciam principalmente pela ocorrência ou não de tensões efetivas. No caso que não existe contato entre os grãos, as teorias de sedimentação são as que controlam a taxa de deposição. A ocorrência das tensões efetivas implica o fim da sedimentação e o início do processo de consolidação.

As teorias de sedimentação e consolidação requerem as curvas de compressibilidade e de condutividade hidráulica dos rejeitos. Essas curvas são expressas, respectivamente, pelas relações índice de vazios versus tensão efetiva e índice de vazios versus condutividade hidráulica, que podem ser obtidas por meio de ensaios de campo e/ou laboratório.

2.3 Sedimentação

Segundo Pane (1990) desde 1950 os trabalhos experimentais em sedimentação são baseados na Lei de Stokes. A velocidade de sedimentação do material disperso depende da velocidade de Stokes e a concentração das partículas.

$$v_s = v_s(v_{stokes}, n) \quad (2.1)$$

onde v_s é a velocidade de sedimentação, a qual é assumida como independente do tempo, v_{stokes} é a velocidade de Stokes para uma partícula e n a porosidade.

Muitos autores indicam que o estudo das características de uma camada de solo demanda, não só um estudo de sua constituição, mas também como atingiu o presente estado. Isto implica num depósito de rejeitos a avaliação sobre a forma de deposição e sedimentação.

Autores mostraram que os índices de vazios em solos granulares depositados são influenciados pela intensidade e forma de deposição. No caso de deposições turbulentas, estes solos provocariam a formação de maiores índices de vazios.

Winkelmolen (1982) afirma que para responder às questões a respeito das condições dinâmicas nas quais o sedimento foi depositado, é preciso descrever as propriedades das partículas que são relevantes ao processo, avaliando o tamanho, mas também com a densidade e a forma.

Segundo Küpper (1991), os grãos tendem a se depositar ou fluir próximo à superfície de aterro, sendo que o processo de segregação cria uma situação de fluxo que circula sobre

um contorno erodível, por tanto, uma condição de interação entre o fluxo e o material do contorno é estabelecida.

2.4 Consolidação

Segundo Villar (2002) *“consolidação é um processo no qual acontece a dissipação de excesso de poropressão do solo ao longo do tempo. As teorias que lidam com este processo estão em função do conjunto parte sólida mais líquida, ao contrario das teorias de sedimentação, que são baseados na continuidade da fase líquida, admitindo a conservação da massa de sólidos. Os solos muito moles, como os formados pela disposição de rejeitos saturados, apresentam deformações consideráveis devido ao seu peso próprio”*.

Então deve ser usada uma nova lei de fluxo. Entre as teorias para a previsão de recalques de solo pelo processo de consolidação a mais conhecida é aquela desenvolvida por Terzaghi. Este autor inicialmente desenvolveu uma proposta em termos de deformações finitas, que depois restringiu a deformações infinitesimais em Terzaghi (1943).

2.5 Determinação das propriedades de consolidação de solos moles

Devido à resposta altamente não linear da compressibilidade e condutividade hidráulica dos solos moles, especialmente quando as tensões efetivas são muito baixas, os métodos convencionais diretos não podem proporcionar a acurácia requerida. Qualquer pequena variação no nível das tensões efetivas pode conduzir a significativas variações na compressibilidade e na condutividade hidráulica.

Para a determinação direta da condutividade hidráulica e compressibilidade, Bromwell e Carrier (1979) apud Villar (2002), utilizaram um consolidômetro de lama similar a um edômetro convencional, porém com maiores dimensões. Durante a fase de consolidação por peso próprio, a altura da amostra é medida periodicamente para determinar-se o índice de vazios médio. Dependendo das condições de contorno do fundo, mede-se a vazão com a poro pressão.

Após o término da consolidação por peso próprio, a amostra é submetida a uma série de incrementos de carga. Para cada incremento, a altura da amostra é medida para a determinação do índice de vazios médio. Daqui, podem ser determinadas as curvas de reposta tanto para compressibilidade como condutividade hidráulica.

O ensaio de consolidação hidráulica (HCT), inicialmente proposto por Imai (1979), foi utilizado por Gobara (1990), como um método direto para a determinação das propriedades de consolidação de solos muito moles.

Neste método, a consolidação de uma lama é realizada pelo peso próprio do material e por uma percolação forçada de cima para baixo, causada por uma diferença de pressão constante entre o topo e a base da amostra.

Quando a consolidação finalizar o fluxo de água através da amostra torna-se constante. Em cada nível da amostra, as tensões efetivas também se tornam constantes. Determinam-se então a vazão e o perfil de teor de umidade. O perfil de tensões efetivas é determinado integrando-se, de cima para baixo, as forças de percolação e o peso próprio submerso para diferentes profundidades. O perfil de índices de vazios é determinado a partir dos valores dos teores de umidade. O cálculo da condutividade hidráulica ao longo da amostra é feito com auxílio da lei de Darcy, onde v é a velocidade do fluido e $i(x)$ é o gradiente da carga total numa profundidade x . Pode-se, então, determinar as relações índice de vazios versus tensão efetiva e índice de vazios versus condutividade hidráulica.

As do ensaio HCT são a diminuição do tempo de ensaio e a aplicação de um intervalo de tensões, tal como de 0.01 kPa a 10 kPa. A principal desvantagem deste ensaio é que a altura da amostra, durante o procedimento de retirada de amostras para a determinação dos teores de umidade, pode variar devido a uma expansão causada pela liberação do confinamento e das cargas aplicadas. Além disso, este ensaio requer um equipamento específico, sendo que a qualidade dos dados medidos depende do operador. Desta forma, a acurácia na determinação das relações e versus σ' e e versus k pode ser questionável.

Znidarcic (1982) propôs uma técnica indireta pela qual se aplica uma taxa de deformação constante (CRD) à amostra, e através de uma retroanálise determinam-se as características de consolidação do solo. Este método indireto foi desenvolvido para superar as deficiências inerentes dos métodos diretos. As tensões totais e as pressões neutras são medidas durante todo o teste, sendo que as tensões efetivas nas fases superior e inferior da amostra são conhecidas. Inicialmente, a distribuição de índices de vazios é desconhecida. A relação de compressibilidade é determinada através de um processo iterativo. Assume-se inicialmente que é única a relação entre o índice de vazios e tensão efetiva para um material homogêneo.

Pane (1985) desenvolveu um método indireto para calcular através de uma retroanálise a condutividade hidráulica de argilas. Recalques observados experimentalmente são comparados com valores calculados por meio de uma simulação analítica. Um cilindro graduado era usado para observar o progresso do recalque durante a consolidação por peso próprio, determinando-se diretamente uma relação de compressibilidade. Com os resultados de um ajuste de curva aos dados experimentais, determinava-se uma expressão hiperbólica com três parâmetros relacionando índices de vazios e tensões efetivas. Para descrever o comportamento da condutividade hidráulica, era utilizada a função de potência $k = Ce^D$. Para iniciar o processo, eram assumidos valores arbitrários para o índice de vazios correspondente à formação do solo e_m e para os parâmetros C e D , que eram utilizados como entrada para um modelo analítico baseado na teoria de consolidação com deformações finitas. Estes parâmetros eram então ajustados até que se encontrasse uma concordância entre os dados experimentais e valores calculados analiticamente.

Abu Hejleh & Znidarcic (1995) desenvolveu um equipamento de ensaio que determina experimentalmente as características de compressibilidade dos rejeitos finos, expressas pelas relações índices de vazios e permeabilidade ou índice de vazios e tensões efetivas. Este equipamento permite ensaiar materiais altamente compressíveis e sujeitos a baixos níveis de tensão.

De um modo geral, os métodos indiretos mostram menos desvantagens que os métodos diretos, em termos de simplicidade dos equipamentos de teste, conveniência dos processos experimentais, economia de tempo, e menos restrições na formulação da teoria de consolidação (LIU, 1990).

2.6 Determinação da condutividade hidráulica

Para a determinação da condutividade hidráulica dos solos em laboratório são utilizadas as técnicas de carga constante e de carga variável. A técnica de carga constante é utilizada para solos com condutividade hidráulica relativamente alta, tais como areias, enquanto que a técnica de carga variável é utilizada para solos pouco permeáveis, tais como siltes e argilas.

Em ambos os métodos, as vazões são obtidas utilizando-se técnicas convencionais para a determinação de volumes, nas quais se precisa de alta resolução nas leituras de vazão. Para assim determinar de forma precisa a condutividade hidráulica de solos pouco permeáveis

pode ser determinada somente em ensaios de longa duração, ou com gradientes hidráulicos muito altos.

Entretanto, ensaios de longa duração são muitas vezes inviáveis dentro de um projeto. Além do mais, os gradientes hidráulicos no campo são geralmente baixos, fazendo com que haja uma discrepância significativa entre os valores obtidos em laboratório e os valores reais encontrados no campo. As tensões efetivas no interior da amostra estão em constante alteração, que por sua vez causam alterações de volume e consequentemente variações de condutividade hidráulica.

Olsen (1966) propôs a técnica da bomba de fluxo para a determinação da condutividade hidráulica de solos finos. Entretanto, devido a dificuldades técnicas, foi somente nos anos 80 que esta técnica começou a receber maior atenção.

Nesta técnica, um fluxo de vazão constante é forçado através da amostra por meio da bomba. Medindo-se a diferença de pressão entre as faces da amostra com o auxílio de um transdutor diferencial de pressão, determina-se o gradiente hidráulico.

Este conceito é oposto ao conceito do ensaio convencional de carga constante, no qual um gradiente hidráulico constante e conhecido é imposto à amostra de solo, medindo-se a correspondente vazão. É mais vantajoso, na técnica da bomba de fluxo, controlar e manter uma pequena vazão do que medi-la, já que o primeiro passo é mais fácil.

Ao final do ensaio, determinam-se a altura e o diâmetro da amostra, bem como o sua massa seca e teor de umidade. O coeficiente de condutividade hidráulica é então calculado pela seguinte expressão:

$$k = \frac{qH}{Ah} \quad (2.2)$$

onde q é a vazão através da amostra no estado estacionário, h é a diferença de carga através da amostra, A é a área da seção transversal da amostra e H é a altura da amostra.

2.7 Formulação geral da equação de fluxo

Pane (1985) apresentou o processo de fluxo em solos é um processo físico descrito matematicamente pela equação diferencial parcial, deduzida através da equação da continuidade que descreve a conservação da massa de fluido durante o fluxo no meio poroso.

Para a dedução dessa equação, considera-se um cubo elementar que representa um volume unitário do meio poroso sendo submetido a um fluxo nas direções x, y e z, como indicado na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Volume elementar sujeito a fluxo nas direções x, y e z.

Efetuada-se o balanço de massa para a direção x, têm-se as taxas de fluxo de massa de entrada e de saída através do volume elementar, expressas pelas equações (2.3) e (2.4), respectivamente:

$$Entrada = \rho \cdot v_x \cdot dy \cdot dz = \left(\frac{dM_x}{dt} \right)_{entrada} \quad (2.3)$$

$$Saída = \left[\rho v_x + \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} dx \right] \cdot dy \cdot dz = \left(\frac{dM_x}{dt} \right)_{saída} \quad (2.4)$$

Sendo ρ , v , M_x a massa específica de sólidos, velocidade do fluxo e massa do fluxo na direção x, respectivamente. A taxa de fluxo de massa resultante na direção x é dada pela equação:

$$\frac{\partial M_x}{\partial t} = \left(\frac{\partial M_x}{\partial t} \right)_{Saída} - \left(\frac{\partial M_x}{\partial t} \right)_{Entrada} \quad (2.5)$$

Substituindo as equações (2.3) e (2.4) na equação (2.5), obtém-se:

$$\frac{\partial M_x}{\partial t} = \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} dx dy dz \quad (2.6)$$

Analogamente, obtém-se nas direções y e z:

$$\frac{\partial M_y}{\partial t} = \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} dx dy dz \quad (2.7)$$

$$\frac{\partial M_z}{\partial t} = \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} dx dy dz \quad (2.8)$$

Pelo princípio da conservação da massa, sabendo que $\partial M / \partial t$ é o termo de armazenamento, pode-se expressar que:

$$\frac{\partial M_x}{\partial t} + \frac{\partial M_y}{\partial t} + \frac{\partial M_z}{\partial t} = \frac{\partial M}{\partial t} \quad (2.9)$$

Substituindo-se as equações (2.6), (2.7) e (2.8) na equação (2.9) tem-se então a equação geral de fluxo (2.10) que relaciona o balanço de massa no campo tridimensional.

Particularizando o problema, admite-se a água como o fluido e o solo como o meio, ou seja, considera-se um meio poroso. Então se pode dizer que se cumpre a equação geral de fluxo (2.11).

$$\left[\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] dx dy dz = \frac{\partial M}{\partial t} \quad (2.10)$$

$$M_w = \rho_w \cdot V_w \quad (2.11)$$

onde M_w é a massa de água e ρ_w é a massa específica da água.

Multiplicando e dividindo o segundo termo da equação (2.11) por V_v que é o volume de vazios e V o volume total e sabendo-se que S é o grau de saturação e n é a porosidade, tem-se:

$$M_w = \rho_w \cdot \frac{V_w}{V_v} \cdot \frac{V_v}{V} \cdot V \quad (2.12)$$

$$M_w = \rho_w \cdot S \cdot n \cdot V \quad (2.13)$$

O termo de armazenamento pode ser expresso em termos da porosidade do solo (n) e do grau de saturação (S). Logo, inserindo a equação (2.13) na equação (2.11), obtém-se a equação geral de fluxo em um meio poroso (2.14):

$$\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} = n \cdot S \cdot \frac{\partial \rho_w}{\partial t} + \rho_w \cdot S \cdot \frac{\partial n}{\partial t} + \rho_w \cdot n \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \quad (2.14)$$

Dependendo de como as propriedades ρ_w , S e n são consideradas, diferentes processos de fluxo em solos podem ser descritos pela equação (2.14). Logo, para cada um dos processos de fluxo, essa equação geral fica particularizada por meio da consideração de aspectos específicos relacionados a cada um desses processos.

2.8 Teoria convencional da consolidação infinitesimal

Segundo Schiffman (2001) a teoria convencional de Terzaghi, usada para resolver problemas relacionados com recalques em camadas de argila e a interpretação de ensaios de laboratório para determinar a condutividade hidráulica de solos argilosos, foi formulada incluindo algumas hipóteses ou simplificações como:

- A consolidação da camada de argila é homogênea, com um só valor de compressibilidade e condutividade hidráulica;
- As deformações no solo são muito pequenas, considerando que a espessura da camada de argila seja constante, contemplado na teoria de deformações infinitesimais;
- O peso específico total para a camada de argila é constante;
- A compressibilidade e condutividade hidráulica são constantes durante o processo de consolidação;
- A Lei de Darcy é válida;
- As tensões totais permanecem constantes no interior do solo à medida que a consolidação ocorre.

Na realidade, durante o processo de consolidação, a condutividade hidráulica decresce com a diminuição de índice de vazios, enquanto o coeficiente de compressibilidade volumétrica varia durante este processo. Isto ocorre porque a relação índice de vazios versus tensão efetiva não é linear. Portanto para pequenos incrementos de tensão, pode-se aceitar a validade desta hipótese.

A teoria de Terzaghi foi considerada a base matemática do processo de consolidação. Porém, ela tem mostrado discrepâncias significativas com as observações práticas, principalmente quando aplicada a solos muito moles, em virtude das hipóteses simplificadoras adotadas.

Trabalhos mais recentes passaram a considerar o comportamento não linear dos materiais, como uma extensão da teoria clássica. Embora estes estudos permitissem deformações apreciáveis, estas eram baseadas essencialmente em deformações pequenas, pois o sistema de referência era fixo no espaço, sendo as fronteiras do solo localizadas em posições fixas especificadas.

2.9 Teoria de consolidação para deformação finita

Para caracterizar os recalques e prever o progresso de consolidação de solos moles, tais como resíduos na forma de lamias, é necessária a utilização de uma teoria de consolidação não linear que considere grandes deformações.

Diferentes autores estudaram o problema e formularam teorias. Entretanto, foi demonstrado por Schiffman (1980) que todas essas teorias são na realidade uma reedição da teoria desenvolvida por Gibson (1967). Foi demonstrado também que esta teoria pode ser simplificada para a teoria de consolidação convencional com pequenas deformações.

Gibson (1967) tentou considerar a variação da espessura da camada de solo com o tempo para aplicação na construção de barragens de terra. Ele admitiu a elevação de poropressões nestas barragens como um problema de contorno variando unidimensionalmente, para levar em consideração a dissipação de poropressões durante o período de construção.

O valor dos incrementos na tensão principal maior foi aproximado pelo equivalente à espessura de solo adicionada. Portanto, a geração e dissipação de poropressões foram tratadas separadamente da geração de tensão total, que foi assumida como função somente da carga aplicada. A massa específica total foi admitida constante durante o processo e a equação não é de solução analítica simples.

Os rejeitos saturados podem apresentar deformações consideráveis. Isto levou ao desenvolvimento de teorias de consolidação com grandes deformações que levam em conta as

alterações de compressibilidade e da condutividade hidráulica, devido à drenagem ou sobrecargas adicionais, como a de Gibson et. al. (1967).

A descrição do processo pela teoria de deformações infinitesimais apresenta problemas tanto quando considerada na forma Euleriana quanto na forma Lagrangeana, justamente devido à hipótese de pequenas deformações.

A forma mais comum de descrição deste caso é a primeira, ou seja, Euleriana. Já na teoria de Gibson et al. (1967), os próprios autores consideram mais conveniente utilizar a descrição Lagrangeana.

Na formulação de Gibson et al (1967), para a teoria de consolidação com deformações finitas, considera-se a não linearidade geométrica e a não linearidade física do problema. Por tanto é uma formulação mais geral das teorias unidimensionais, sendo a teoria de Terzaghi um caso particular da teoria de grandes deformações.

A teoria de consolidação de Gibson et.al (1967) para deformações finitas, foi originalmente desenvolvida para camadas finas e homogêneas de argilas saturadas. Mais tarde, ficou provado que a teoria também era válida para a consolidação com grandes deformações de camadas espessas, podendo-se considerar o peso próprio, tanto na fase sólida como na fase líquida, (GIBSON ET AL, 1981). Esta teoria descreve de forma adequada a magnitude da deformação dos solos altamente compressíveis, baseada nas seguintes suposições.

- Meio saturado constituído de três componentes: sólidos, estrutura do solo e vazios preenchidos de água;
- Interação entre o esqueleto do solo e os vazios preenchidos com água;
- A lei de Darcy governa o movimento do fluxo;
- Sólidos e água são incompressíveis;
- A massa dos sólidos e do líquido é considerada separadamente e não existem reações químicas entre os elementos constituintes;

O modelo para o processo de consolidação com grandes deformações requer quatro equações fundamentais para a dedução das equações de governo do processo:

- Equação da continuidade para a fase sólida;

- Equação da continuidade para a fase líquida;
- Lei de Darcy Gersevanov governa o movimento do fluxo, sendo este de tipo laminar. Equação de equilíbrio em termos de tensões efetivas.

Antes de iniciar a dedução das equações de governo, é útil apresentar alguns conceitos formulados por Liu (1990), os quais incluem sistemas de coordenadas, transformações de coordenadas, equações da continuidade e equações de equilíbrio.

2.9.1 *Sistemas de coordenadas*

a) Sistema de coordenadas eulerianas

No sistema de coordenadas eulerianas, as deformações são relacionadas a um sistema de eixos fixo no espaço. A teoria de deformação infinitésima da consolidação assume que a deformação da camada num tempo qualquer durante o processo é desprezível comparada à espessura inicial da camada. Em tais teorias, portanto, a coordenada euleriana “ ξ ” de um sólido será a mesma durante o processo de consolidação; e num ponto qualquer será:

$$\xi_I(t) = \xi_I(t_0) = \text{constante} \quad (2.15)$$

onde $\xi_I(t)$, e $\xi_I(t_0)$ são coordenadas da mesma partícula de solo no tempo genérico (t) e no tempo de referência (t_0), respectivamente.

Entretanto, se as deformações são grandes comparadas à espessura da camada compressível, o uso do sistema de coordenadas eulerianas pode ser inconveniente. Caso isso ocorra, a coordenada euleriana será função do tempo (t) e da coordenada inicial (a):

$$\xi = \xi(a, t) = \text{constante} \quad (2.16)$$

Se a camada de argila mole (Figura 2.9) for submetida a grandes deformações, decorrido um tempo (t) da aplicação da carga (q), a camada sofrerá uma diminuição de espessura de um valor $\Delta\xi$. Na formulação euleriana, este problema é tratado dividindo-se o carregamento em vários incrementos (Δq) de modo que cada incremento produza uma redução na espessura da camada. Se as deformações são pequenas para cada incremento de carga, elas podem ser calculadas usando-se a hipótese de deformações infinitesimais. O incremento de carga seguinte refere-se à configuração atual. Daí a razão de dizer-se que a coordenada euleriana refere-se à configuração atualizada.

Figura 2.9 - Sistema de coordenadas eulerianas: configuração no tempo t .

b) Sistema de coordenadas lagrangeanas

Neste sistema de coordenadas, as partículas em movimento são identificadas, em qualquer instante, por meio de suas coordenadas iniciais. Dessa forma, a coordenada lagrangeana a de uma partícula torna-se independente do tempo, apesar de estar mudando de posição, como pode ser observado na Figura 2.10(a).

Assume-se que a fronteira inferior da camada (plano de referência $a = 0$) é fixa no espaço, e a posição da fronteira superior no tempo ($t = 0$) é ($a = a_0$). Um elemento da camada compressível ($A_0B_0C_0D_0$) tem coordenada inicial (a) e espessura (δa). No estágio de consolidação ($t > 0$), a camada terá uma nova configuração (Figura 2.10b).

A superfície superior recalcou e a amostra apresenta nova configuração ($ABCD$). A nova distância (ξ) da amostra do plano de referência fixo é a coordenada “convectiva”. É matematicamente mais conveniente trabalhar com um sistema de coordenadas independente do tempo, tal como o sistema (a). De fato, uma variável dependente do tempo tal como o excesso de poropressão (u) é expressa no sistema euleriano como:

$$u = u(\xi, t) = u(\xi(a, t), t) \quad (2.17)$$

E no sistema lagrangeano com a independente do tempo:

$$u = u(a, t) \quad (2.18)$$

Figura 2.10 Sistema de coordenadas lagrangeanas: (a) configuração no tempo $t=0$ e (b) configuração no tempo t .

c) Sistema de coordenadas reduzido

O sistema de coordenadas reduzido ou do material é útil na análise de problemas de consolidação finita. Neste sistema, a coordenada (z) de uma partícula é definida como sendo o volume de sólidos contida entre um plano de referência, geralmente a base da camada, e o ponto de coordenada lagrangeana a ser analisado. O volume de partículas sólidas (z) é definido como:

$$z(a) = \int_0^a [1 - n(a, 0)] da \quad (2.19)$$

onde $n(a, 0)$ representa a distribuição de porosidade.

Como o sistema de coordenadas (a), o sistema de coordenada (z) é independente do tempo; um ponto do esqueleto é determinado pelo volume de sólidos entre este ponto e o plano de referência. Esse volume será constante durante o processo de consolidação assumindo que os sólidos são incompressíveis. Sendo assim, o peso específico dos sólidos é constante e então:

$$\frac{\partial z(a, t)}{\partial t} = 0 \quad (2.20)$$

Logo:

$$z = z(a) \quad (2.21)$$

d) Transformação de coordenadas

A simplicidade da formulação analítica e a facilidade de resolução do problema da consolidação com grandes deformações por meio de coordenadas reduzidas (z) e a melhor compreensão física deste problema nos sistemas euleriano (ξ) e lagrangeano (a) são os motivos pelos quais o problema de consolidação é resolvido no sistema de coordenadas reduzidas, sendo posteriormente feita a transformação para os outros dois sistemas.

A transformação das variáveis do sistema de coordenadas reduzidas para os outros sistemas só é possível se as relações de transformação forem conhecidas. A Figura 2.11 representa a configuração inicial e deformada de um elemento de solo com volume de sólidos constante e unitário, nas quais se baseiam as relações entre os diversos sistemas de coordenadas citados.

Figura 2.11 Relações entre os sistemas de coordenadas: (a) configuração inicial ($t = 0$) e (b) configuração no tempo ($t > 0$).

Considerando o processo de consolidação do elemento de solo mostrado na Figura 2.10, no estado inicial ($t=0$), o elemento de espessura δa é formado pelo volume unitário de sólidos e pelo volume de vazios, que é igual ao índice de vazios inicial (e_0). Durante a consolidação, no tempo $t>0$, o elemento (δa) adensou até ficar com a espessura $\delta \xi$, supondo mesmo peso específico de sólidos, mas com novo volume de vazios, igual ao índice de vazios (e).

Pode-se, então, obter as seguintes relações:

e) Relação entre coordenadas reduzida e lagrangeana:

$$\frac{\partial z}{\partial a} = \frac{dz}{da} = 1 - n(a, 0) = \frac{1}{[1 + e(a, 0)]} \quad (2.22)$$

f) Relação entre as coordenadas reduzidas e euleriana:

$$\frac{\partial z}{\partial \xi} = \frac{dz}{da} \frac{\partial a}{\partial \xi} = \frac{1}{(1+e_0)} \frac{(1+e_0)}{(1+e)} = \frac{1}{[1+e(z,t)]} \quad (2.23)$$

g) Relação entre as coordenadas euleriana e lagrangeana:

$$\frac{\partial \xi}{\partial a} = \frac{(1+e)}{(1+e_0)} = \frac{[1+e(a,t)]}{[1+e(a,0)]} \quad (2.24)$$

2.9.2 Derivada material

Segundo Fung (1965) seja a função $F = F(\bar{x}, t)$ uma função qualquer atribuível a partículas em movimento, tal como o índice de vazios. Define-se como derivada material da função $F = F(\bar{x}, t)$

$$\frac{DF}{Dt} = \left. \frac{\delta F}{\delta t} \right|_{\bar{x}=const.} + \left. \frac{\delta F}{\delta \bar{x}} \right|_{t=const.} \cdot \frac{\delta \bar{x}}{\delta t} \quad (2.25)$$

O primeiro termo do membro direito desta equação pode ser relacionado com a variação do tempo. O segundo termo está relacionado com a variação do elemento em relação ao sistema de coordenadas vezes a velocidade do elemento. Tratando-se do processo de consolidação unidimensional, no qual o índice de vazios é utilizado como uma variável dependente, dois casos podem ser considerados:

a) Se o sistema de coordenadas inicial é utilizado $\partial a / \partial t = 0$, então se pode escrever:

$$\frac{De}{Dt} = \left. \frac{\delta e}{\delta t} \right|_{a=const.} \quad (2.26)$$

b) Se o sistema de coordenadas convectivas é utilizado $v_s = \delta \xi / \partial t$, pode-se escrever:

$$\frac{De}{Dt} = \left. \frac{\delta e}{\delta t} \right|_{\xi=const.} + \left. \frac{\delta e}{\delta \xi} \right|_{t=const.} \cdot v_s \quad (2.27)$$

2.9.3 Equações da continuidade

Para um sistema constituído de duas fases, a continuidade é expressa através de três equações: continuidade da fase fluida, continuidade da fase sólida e continuidade do sistema.

a) Continuidade da fase fluida

A variação da massa de fluido que atravessa um elemento com volume é igual a $\xi \delta A$, com a velocidade v_w , durante um intervalo de tempo δt , igual ao tempo necessário para que ocorra a troca total do fluido contido no elemento. Supondo que a direção do fluxo de fluido seja normal à seção transversal de área δA , pode-se escrever:

$$\left[\rho_w \bar{v}_w \delta A \delta t + \frac{\partial(\rho_w \bar{v}_w \delta A \delta t)}{\partial \xi} \delta \xi \right] - \rho_w \bar{v}_w \delta A \delta t = - \frac{\partial(\rho_w V_w)}{\partial t} \delta t \quad (2.28)$$

onde ρ_w é a massa específica da fase fluida, $\bar{v}_w$ é a velocidade aparente do fluido e V_w é o volume ocupado pela fase fluida.

Sendo n a porosidade do sistema e v_w a velocidade real da fase fluida, pode-se então escrever:

$$\frac{\partial(\rho_w n v_w)}{\partial \xi} + \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} = 0 \quad (2.29)$$

b) Continuidade da fase sólida

Aplicando-se semelhante processo à fase sólida, pode-se escrever:

$$\left[\rho_s \bar{v}_s \delta A \delta t + \frac{\partial(\rho_s \bar{v}_s \delta A \delta t)}{\partial \xi} \delta \xi \right] - \rho_s \bar{v}_s \delta A \delta t = - \frac{\partial(\rho_s V_s)}{\partial t} \delta t \quad (2.30)$$

onde ρ_s é a massa específica da fase sólida, $\bar{v}_s$ é a velocidade aparente da fase sólida e V_s é o volume ocupado pela fase sólida.

Sendo n a porosidade do sistema e v_s a velocidade real da fase sólida, pode-se então escrever:

$$\frac{\partial[\rho_s (1-n) v_s]}{\partial \xi} + \frac{\partial[\rho_s (1-n)]}{\partial t} = 0 \quad (2.31)$$

c) Continuidade do sistema

Assumindo que o fluido e sólido são incompressíveis, combinando-se as Equações (2.28) e (2.30) obtém-se a equação da continuidade para o sistema constituído de duas fases:

$$\frac{\partial[n(v_w - v_s)]}{\partial \xi} + \frac{\partial v_s}{\partial \xi} = 0 \quad (2.32)$$

Fazendo $n(v_w - v_s) = q_v$, a Equação (2.32) torna-se:

$$\frac{\partial q_v}{\partial \xi} + \frac{\partial v_s}{\partial \xi} = 0 \quad (2.33)$$

A Equação (2.31) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$(1-n) \frac{\partial v_s}{\partial \xi} - v_s \frac{\partial n}{\partial \xi} - \frac{\partial n}{\partial t} = 0 \quad (2.34)$$

Com o auxílio da Equação (2.25), na qual a função F é substituída pela porosidade n , a equação acima torna-se:

$$(1-n) \frac{\partial v_s}{\partial \xi} - \frac{Dn}{Dt} = 0 \quad (2.35)$$

A combinação da equação acima com a Equação (2.32), resulta:

$$(1-n) \frac{\partial q_v}{\partial \xi} + \frac{Dn}{Dt} = 0 \quad (2.36)$$

Fazendo $n = e / (1 + e)$, então tem-se:

$$\frac{D\eta}{Dt} = \frac{D}{Dt} \left(\frac{e}{1+e} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{De}{Dt} - \frac{e}{(1+e)^2} \frac{D(1+e)}{Dt} = \frac{1}{(1+e)^2} \frac{De}{Dt} \quad (2.37)$$

Com o auxílio das Equações (2.24), (2.26) e (2.37) a Equação (2.36) pode ser transformada em:

$$\frac{\partial q_v}{\partial a} + \frac{1}{1+e_i} \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2.38)$$

Em coordenadas convectivas, a equação da continuidade do sistema pode ser obtida combinando-se as Equações (2.35) e (2.36):

$$\frac{\partial q_v}{\partial \xi} + \frac{1}{1+e} \frac{De}{Dt} = 0 \quad (2.39)$$

Em coordenadas materiais, a equação da continuidade do sistema é determinada combinando-se as Equações (2.31) e (2.24):

$$\frac{\partial q_v}{\partial z} + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (2.40)$$

2.9.4 Equações de equilíbrio

Para um sistema constituído de duas fases, assumindo que a saturação seja total, pode-se deduzir três equações de equilíbrio: equilíbrio do sistema, equilíbrio da fase fluida e equilíbrio das tensões.

a) Equilíbrio do sistema

A condição de equilíbrio é dada pela seguinte equação:

$$\left(\sigma + \frac{\partial \sigma}{\partial \xi} \delta \xi \right) A \pm W_m = \sigma A \quad (2.41)$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \xi} \delta \xi A \pm W_m = 0 \quad (2.42)$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \xi} \pm \frac{W_m}{V_m} = 0 \quad (2.43)$$

onde W_m é o peso total do elemento, V_m é o volume do elemento e A é a área da base do elemento.

Sabendo-se que $\frac{W_m}{V_m} = -\frac{e\gamma_w + \gamma_s}{1+e}$, tem-se:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \xi} = \mp \frac{e\gamma_w + \gamma_s}{1+e} \quad (2.44)$$

Deve-se notar que o sinal superior indica que a direção do eixo de coordenadas é contra a gravidade e o sinal inferior indica que a direção do eixo é a favor da gravidade.

Combinando as Equações (2.44) e (2.24), obtém-se a equação de equilíbrio em termos de coordenadas iniciais:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial a} \pm \frac{e\gamma_w + \gamma_s}{1 + e_i} = 0 \quad (2.45)$$

b) Equilíbrio da fase fluida

A poropressão u_w é igual à soma da poropressão estática u_s com o excesso de poropressão u :

$$u_w = u_s + u \quad (2.46)$$

Derivando ambos os lados da equação acima, tem-se:

$$\frac{\partial u_w}{\partial \xi} = \mp \gamma_w + \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (2.47)$$

Em termos de coordenadas iniciais, a equação acima se transforma em:

$$\frac{\partial u}{\partial a} = \frac{\partial u_w}{\partial a} \pm \frac{1 + e}{1 + e_i} \gamma_w \quad (2.48)$$

c) Equilíbrio das tensões

Assumindo que seja válido o princípio das tensões efetivas para o sistema sólidos-água, então tem-se:

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad (2.49)$$

Substituindo-se as Equações (2.48) e (2.49) na Equação (2.45), resulta:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial a} + \frac{\partial u}{\partial a} = \mp \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_i} \quad (2.50)$$

No caso de não haver excesso de poropressão, a equação acima é simplificada para:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial a} = \mp \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e_i} \quad (2.51)$$

Em termos de coordenadas convectivas, a equação de equilíbrio de tensões torna-se:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial \xi} = \mp \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (2.52)$$

2.9.5 Lei de Darcy-Gersevanov

A chamada Lei de Darcy-Gersevanov, que descreve de uma forma geral um fluxo, foi inicialmente apresentada por Gersevanov, em 1934 (SCHIFFMAN, 1985):

$$\eta(v_w - v_s) = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (2.53)$$

onde η é a viscosidade do fluido, v_w a velocidade da água, v_s a velocidade dos sólidos, k a condutividade hidráulica do sistema e u o excesso de poro-pressão.

Fazendo $v_s = 0$ na Equação (2.53), aparece a conhecida lei de Darcy:

$$\eta v_w = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial \xi} \quad (2.54)$$

2.9.6 Equações de controle

Pane Pane (1985) formulou estas equações controle, onde é necessário adotar duas hipóteses adicionais.

A primeira delas assume que o esqueleto sólido é homogêneo, não apresenta efeitos de tempo intrínsecos e que existe uma total interação entre as partículas durante o processo de consolidação. Desta forma, as relações constitutivas dos materiais são função exclusiva do índice de vazios:

$$\sigma' = \sigma'(e) \quad (2.55)$$

$$k = k(e) \quad (2.56)$$

Deve-se notar que estas duas equações são válidas somente para compressão monotônica do esqueleto do solo.

Como já foi mencionado anteriormente, assume-se que o princípio das tensões efetivas é válido para o sistema sólidos-água. A expressão de condição de contorno que serve para prescrever o fluxo é deduzida da seguinte forma:

- a) Diferenciando-se a Equação (2.49) em relação a a tem-se:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial a} = \frac{\partial \sigma'}{\partial a} + \frac{\partial u_w}{\partial a} \quad (2.57)$$

b) A partir da Equação (2.45), determina-se:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial a} \pm \frac{e\gamma_w + \gamma_s}{1 + e_i} = 0 \quad (2.58)$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial a} = \mp \frac{e\gamma_w + \gamma_s}{1 + e_i} \quad (2.59)$$

c) A partir da Equação (2.55), determina-se a derivada da tensão efetiva em relação à coordenada a :

$$\frac{d\sigma'}{da} = \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial a} \quad (2.60)$$

d) A partir da Equação (2.48), determina-se:

$$\frac{\partial u_w}{\partial a} = \frac{\partial u}{\partial a} \mp \frac{1 + e}{1 + e_i} \gamma_w \quad (2.61)$$

e) Acrescentando as Equações (2.59) a (2.61) na Equação (2.57), obtém-se:

$$\mp \frac{e\gamma_w + \gamma_s}{1 + e_i} = \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} + \frac{\partial u}{\partial a} \mp \frac{1 + e}{1 + e_i} \gamma_w \quad (2.62)$$

f) Com o auxílio da Equação (2.24) e de transformações algébricas, determina-se:

$$\frac{\partial u}{\partial \xi} = \left[\mp \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} - \frac{1 + e_i}{1 + e} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \right] \quad (2.63)$$

g) Acrescentando a Equação (2.63) na Equação (2.53), obtém-se:

$$\eta(v_w - v_s) = -\frac{k}{\gamma_w} \left[\mp \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} - \frac{1 + e_i}{1 + e} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \right] \quad (2.64)$$

E fazendo $n(v_w - v_s) = q_v$, tem-se:

$$q_v = \pm \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \frac{k}{1 + e} + \frac{k}{\gamma_w} \frac{1 + e_i}{1 + e} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \quad (2.65)$$

- h) Diferenciando-se a Equação (2.65) em relação a a e combinando-a com a Equação (2.37), resulta a equação parcial diferencial não-linear da consolidação para o sistema de coordenadas iniciais:

$$\frac{\partial q_v}{\partial a} = \pm \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \left[\frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \right] \frac{\partial e}{\partial a} + \frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{k(1+e_i)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \right] \quad (2.66)$$

$$\mp \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \left[\frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \right] \frac{\partial e}{\partial a} - \frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{k(1+e_i)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \right] = \frac{1}{1+e_i} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.67)$$

Esta equação representa o processo de consolidação unidimensional não-linear de camadas, tanto finas como espessas, levando em conta o peso próprio tanto da fase sólida como da fase fluida.

Quando o interesse maior estiver na situação estacionária final, e não no progresso do processo de consolidação, a Equação (2.66) poderá ser simplificada removendo-se o seu membro direito, já que $\partial e / \partial t = 0$. Como fica restando, então, uma única variável independente (a), a equação para o problema estacionário torna-se uma equação diferencial ordinária de segunda ordem:

$$\mp \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \left[\frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \right] \frac{\partial e}{\partial a} - \frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{k(1+e_i)}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \right] = 0 \quad (2.68)$$

Esta equação expressa a não linearidade da condutividade hidráulica e compressibilidade do solo e avalia a relação entre suas propriedades. Também se pode simplificar como a equação convencional linear de Terzaghi.

A maioria das teorias supõe que o meio esteja saturado. Entretanto, com a perda de umidade por evaporação, chega-se a um momento em que o solo já não apresenta 100% de saturação. Então são necessárias teorias que descrevam a consolidação num meio não saturado.

Segundo Fredlund & Rahardjo (1993) “a variação de volume em um solo não saturado pode ser expresso em termos do movimento relativo de suas fases”.

Para valores baixos de saturação o problema é mais complexo, uma vez que tanto o ar como a água fluem separadamente pelo solo. SWARBRICK, (1995) propôs uma teoria para

meios não saturados submetidos a grandes deformações que modelassem a consolidação por peso próprio de uma camada de solo não saturada devido ao ressecamento.

Estudos experimentais sobre o comportamento da variação de volume de solos ressecados têm sido apresentados há muito tempo, como pode ser atestado, por exemplo, trabalhos no qual é feita uma associação dos resultados obtidos dos testes com comportamentos não conhecidos dos argilo-minerais presentes no meio e provavelmente provocados por ligações surgidas decorrentes do ressecamento.

2.10 Modelos constitutivos na fase da compressão unidimensional

A fase de compressão unidimensional, onde são apenas observadas as deformações verticais envolve a etapa de consolidação e contração unidimensional devido à secagem do solo fino mole.

Liu e Znidarcic (1991) apresentam a seguinte relação de compressibilidade para a fase de consolidação unidimensional em argilas moles.

$$e = A_1 (\sigma_v' + Z_1)^{B_1} \quad (2.69)$$

onde σ_v' é a tensão vertical e A_1 , B_1 e Z_1 são coeficientes empíricos a serem determinadas experimentalmente no ensaio de consolidação hidráulica HCT.

O modelo resolve os defeitos de modelos propostos anteriormente com características similares como Hardin (1989). Por tanto, os autores acrescentam a constante Z para evitar os problemas de índice de vazios infinito para a tensão efetiva nula.

Somogy (1971) formulou a relação de condutividade hidráulica, expressa pela seguinte relação de potência.

$$k = Ce^D \quad (2.70)$$

Onde C e D são parâmetros determinados do ensaio HCT. Esta relação é muito apropriada para a modelagem da relação de vazios com a condutividade hidráulica em comparação aos modelos linear – logarítmicos. É por isso que este modelo é adotado na análise de resultados da consolidação com grandes deformações.

2.11 Modelos da fase de compressão tridimensional

Abu-Hejleh (1993) propôs uma equação para o processo de ressecamento devido à compressão tridimensional, à formação e à propagação de trincas de ressecamento. Posteriormente, Yao e Znidarcic (1997) introduziram na equação uma parcela para considerar nas análises de ressecamento a perda de água que também ocorre pelas paredes da trinca.

$$(1-G) \frac{d}{de} \left[\frac{k}{(1+e)} \right] \frac{\partial e}{\partial a} - \frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{\alpha(1+e_{cr})}{(1+e)} \frac{d\sigma_v'}{de} \frac{\partial e}{\partial a} \right] + \frac{\partial}{\partial e} \left[\frac{k(e+G)}{(1+e)} \frac{d\sigma_v'}{de_{cr}} \frac{\partial e_{cr}}{\partial a} \right] \frac{\partial e}{\partial a} - \eta E \frac{\partial \alpha}{\partial a} = \frac{1}{\alpha(1+e)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.71)$$

Onde t é o tempo, a é a coordenada lagrangeana, γ_w é o peso específico da água, G é massa específica dos sólidos, e_{cr} é o índice de vazios na abertura da trinca, e é o índice de vazios num tempo t , k é a condutividade hidráulica, σ_v' é a tensão vertical, α é a “ α function”, E é a taxa de evaporação e η é o parâmetro de evaporação das paredes da trinca.

A parcela introduzida por Yao e Znidarcic (1997) é $\eta E \frac{\partial \alpha}{\partial a}$. Esta parcela considera o efeito de evaporação nas paredes laterais da trinca.

A *cracking function* relaciona o índice de vazios no instante da abertura da trinca com a tensão total vertical. Esta relação pode ser obtida por observação em campo ou laboratório. O índice de vazios crítico e_{cr} pode ser determinada pela seguinte relação empírica.

$$e_{cr} = \frac{1}{d} + \frac{1}{(b\sigma_{cr} + a)^c} \quad (2.72)$$

Em que σ_{cr} é a tensão vertical na abertura da trinca, e_{cr} é o índice de vazios na abertura da trinca e a , b , c e d obtidas do ensaio de ressecamento em uma centrífuga ou observações em campo.

A *a function*, usada para descrever a geometria das trincas desde o momento em que a contração tridimensional livre se inicia até um determinado índice de vazios, é calculada pela relação entre o volume da coluna de solo trincada e sua altura.

$$\alpha = \frac{1+e}{1+\frac{2}{3}e_{cr}+\frac{1}{3}e} \quad (2.73)$$

onde e é o índice de vazios e e_{cr} é o índice de vazios crítico.

Existem dificuldades em determinar a perda de água por evaporação nas paredes da trinca. Isto se deve às diversas condições de contorno que influenciam a transferência de água do interior do solo para a atmosfera. Yao e Znidarcic (1997) introduziram o parâmetro η na equação inicial de Gibson (1967). Este parâmetro multiplica a taxa de evaporação imposta sobre o topo da camada e é específico do local onde se dá o ressecamento, variando em função do clima e configurações das próprias trincas (YAO ET AL, 2002).

Referente à compressibilidade para o ressecamento tridimensional, foi adotada uma relação exponencial expandida, expressa na seguinte equação:

$$e = A_2 (\sigma_v' + Z_2)^{B_2} \quad (2.74)$$

Onde A_2 , B_2 e Z_2 são parâmetros empíricos na etapa de ressecamento tridimensional.

Abu-Hejleh e Znidarcic (1995) desenvolveram o programa computacional de diferenças finitas chamado CONDES. Além disso, assumem a mesma relação constitutiva de condutividade hidráulica da contração unidimensional para a contração tridimensional.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Localização e características da mineração

As lagoas de rejeito fino investigadas estão situadas nas instalações da empresa de Mineração Jundu Ltda., localizada no município de Descalvado, em São Paulo. Essa empresa se dedica à mineração de areia para a fabricação e fundição de vidro. Uma vez separada a areia da argila, esta última, considerada rejeito, é depositada nas diferentes lagoas.

As campanhas de coleta de amostras consideraram algumas lagoas representativas, sendo escolhidos os de número 2 e 11, além do vertedouro ou canal de descarga dos rejeitos.

A Figura 3.1 mostra a amostragem e verificação das condições das lagoas.

Figura 3.1 Coleta de amostras: (a) Lagoa 11, (b) Vertedouro.

Após o processo de mineração, a argila proveniente da usina de beneficiamento é depositada na Lagoa 2 e depois bombeada para a Lagoa 11.

Estas lagoas apresentam as seguintes características:

- As Lagoas 2 e 11 apresentam uma área de 57.606 m² e 72.396 m², respectivamente;
- O nível da água da lagoa 11 está na cota 647 m e possui uma profundidade de 7m. No caso da Lagoa 2, o nível da água está na cota 649 m. Esta possui uma altura total de 10 m, das quais 9 m estão preenchidos de argila;
- A usina de beneficiamento trabalha 24 horas por dia. Sendo que mensalmente há uma parada programada de um dia para manutenção dos equipamentos.

- A Lagoa 11 é preenchida de rejeito durante todo o ano e recebe o material bombeado da Lagoa 2 com teor de umidade próximo de 2000 %, sem intervalos ou interrupções.

3.2 Ensaio de consolidação induzido por percolação

O ensaio de consolidação induzida por percolação consiste em promover a consolidação do solo por meio das forças de percolação originadas pela vazão imposta no corpo de prova.

Para realizar a simulação de enchimento do reservatório são necessários dados do material, como o comportamento de compressibilidade e condutividade hidráulica. Para este estudo utilizou-se a técnica HCT, que se destacam por sua eficiência quando comparada a outros tipos de ensaios de consolidação. Além disso, adapta-se melhor às características do material estudado nesta pesquisa, uma vez que esta envolve a teoria de consolidação com grandes deformações de (GIBSON, 1967).

O equipamento utilizado na presente pesquisa, construído por Albuquerque (2009), é composto basicamente por uma célula de consolidação, uma bomba de fluxo, um transdutor diferencial de pressão, uma interface ar-água, um sistema de carregamento e um sistema de aquisição de dados (Figura 3.2).

A célula para consolidação da amostra, fabricada em acrílico, é cilíndrica e mede 100 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Apresenta ainda, na face, uma escala graduada em milímetros para as leituras da altura durante o ensaio. São colocados uma pedra porosa e um cabeçote para distribuir as tensões em todos os pontos da superfície. O sistema de sucção é constituído por uma bomba de fluxo com uma seringa capaz de proporcionar diferentes vazões de sucção.

Segundo Liu (1990), a velocidade da bomba de fluxo deve ser escolhida para cobrir valores usuais de condutividade hidráulica do solo, compatíveis com aplicações práticas. A saída de fluxo através da amostra é controlada pela mesma bomba de fluxo e a diferença de pressão gerada entre o topo e a base é medida pelo sensor diferencial de pressão.

Figura 3.2 Esquema geral do equipamento de consolidação hidráulica.

3.3 Procedimentos experimentais

As amostras de lama foram coletadas nas Lagoas 2 e 11 e no vertedouro da Mineradora Jundu.

Os parâmetros de consolidação foram obtidos com o ensaio HCT, que consta de quatro etapas distintas: a determinação do índice de vazios para tensão efetiva nula, consolidação hidráulica induzida por percolação, ensaio de carregamento em etapas e o ensaio de condutividade hidráulica.

3.3.1 Preparação da amostra

Na primeira etapa buscou-se determinar o índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula. (e_{00}), por meio do ensaio “*Self-weight settling testing*”, como foi descrito por LIU, (1990).

As amostras coletadas nas lagoas são colocadas em beakers com alturas iniciais aproximadas de 50 mm. Esse procedimento deve ser realizado com cuidado para prevenir a geração de bolhas de ar. O solo nessas condições é deixado sedimentar por aproximadamente 48 horas, necessárias para que as partículas de solo entrem em contato. Após o contato entre estas partículas, começam a surgir as tensões efetivas.

A seguir, coleta-se certa quantidade de lama da superfície com auxílio de uma pipeta ou bomba de fluxo, para a determinação do seu teor de umidade, considerando-se que a lama

se encontra totalmente saturada, determina-se então o índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula (e_{00}).

Este procedimento deve ser realizado cuidadosamente, já que influencia diretamente nos resultados.

Nessa condição de tensão efetiva nula, a lama é colocada na câmara de consolidação para passar à etapa de consolidação induzida por percolação. A Figura 3.3 mostra um esquema geral do ensaio.

Figura 3.3 Preparação da amostra para o ensaio HCT.

3.3.2 Consolidação hidráulica induzida por percolação

Esta etapa consiste na aplicação ao corpo de prova de um fluxo forçado e descendente imposto por uma bomba de fluxo, que provocará consolidação por percolação. A lama preparada, conforme descrito no item 3.3.1, é colocada na câmara de consolidação com uma altura inicial H_i . Logo após, a amostra é deixada em repouso por 2 horas para que a superfície fique nivelada. Este processo é necessário para eliminar a perturbação provocada no momento em que a lama é depositada na câmara de consolidação.

Papel filtro e pedras porosas são colocados com cuidado no topo e na base do corpo de prova. Em seguida, é colocada a célula triaxial e esta preenchida com água. Para reduzir o ar

dissolvido na lama, é aplicada uma pressão de confinamento de 170 kPa durante 24 horas até o equilíbrio do sistema ser atingido. Nestas condições, segundo Liu (1990) e Botelho (2000), a pressão de confinamento garante a saturação do corpo de prova.

A consolidação induzida por forças de percolação é mantida no solo até ser atingida uma deformação estável. Neste instante a diferença de pressão entre o topo e a base (ΔP_s) e a altura da amostra (H_f) são medidos. A diferença de pressão é usada para calcular a tensão efetiva na base (σ'_b) pela seguinte equação.

$$\sigma'_b = \sigma'_0 + \gamma_w \cdot H_s \cdot (G_s - 1) + \Delta P_s \quad (3.1)$$

onde σ'_0 é a tensão efetiva produzida pelo carregamento do pistão, H_s a altura de sólidos contidos na amostra, γ_w o peso específico da água, G_s o peso específico relativo de sólidos e ΔP_s diferença de pressão através da amostra.

Alcançada a condição de equilíbrio, um novo estágio de percolação induzida pode ser realizado, porém, com uma vazão maior que a anterior. Isto produz variações do índice de vazios e da tensão efetiva ao longo da amostra. São obtidos novos valores de velocidade de fluxo, tensão efetiva na base e altura de sólidos contidos na amostra. Normalmente o processo para a obtenção de um conjunto de valores de velocidade de fluxo imposta v , tensão efetiva na base σ'_b e altura final H_f , tem uma duração de 4 a 5 horas. Porém, neste estudo foram realizados conjuntos de valores em cada amostra para um controle estatístico dos resultados.

Uma vez completados os estágios de consolidação hidráulica, aplica-se uma tensão vertical (σ'_L) de 20 kPa e 50 kPa no topo da amostra. Ao final da consolidação, quando o deslocamento é estabilizado, a altura (H_L) é medida e o correspondente índice de vazios (e_L) da amostra consolidada é calculado por:

$$e_1 = \left[\frac{H_L}{H_s} \right] - 1 \quad (3.2)$$

onde e_1 é o índice de vazios da amostra consolidada, H_L a altura final da amostra após a consolidação por percolação, H_s é a altura de sólidos.

Completada a etapa de consolidação e alcançada a estabilização das deformações, a amostra é submetida a uma vazão especificada. A diferença de pressão gerada é então medida. Estes valores permitem realizar o cálculo de condutividade hidráulica.

Segundo AIBAN e ZNIDARCIC (1989), no ensaio de condutividade hidráulica, atingindo uma diferença de pressão constante (ΔP_L), a condutividade hidráulica (k_L) da amostra é determinado por:

$$k_L = \frac{v \cdot H_L \cdot \gamma_w}{\Delta P_L} \quad (3.3)$$

onde $v = \frac{q}{A_s}$ é a velocidade de fluxo imposta.

3.4 Determinação dos parâmetros constitutivos com o programa SICTA.

O programa SICTA (Seepage Induced Consolidation Analysis), desenvolvido por ABU-HEJLEH e ZNIDARCIC (1995), é usado para análise dos resultados dos ensaios HCT, para a obtenção dos parâmetros de consolidação de solos altamente compressíveis.

LIU e ZNIDARCIC (1991) formularam a relação de compressibilidade, onde o índice de vazios e a tensão efetiva para a compressão unidimensional estão relacionados pela equação (2.69).

A relação entre condutividade hidráulica e o índice de vazios para a compressão unidimensional, segundo SOMOGY (1971), é expressa pela equação (2.70).

O programa SICTA faz uma estimativa do melhor conjunto de parâmetros A_i , B_i , Z_i , C , D . Uma vez obtido o índice de vazios para a tensão efetiva nula (e_{00}), os resultados de (e_L), a tensão efetiva na base (σ'_L) e o coeficiente de condutividade hidráulica (k_L), o número de parâmetros é reduzido à B e D . Os outros parâmetros são determinados pelas seguintes equações:

$$Z = \frac{\sigma'_L}{\left(\frac{e_L}{e_{00}}\right)^{\frac{1}{B}} - 1} \quad (3.4)$$

$$A = \frac{e_{00}}{Z^B} \quad (3.5)$$

$$C = \frac{k_L}{(e_L)^D} \quad (3.6)$$

onde σ'_L é a tensão efetiva vertical medida no ensaio de carregamento, e_L o índice de vazios medido no ensaio de carregamento, e_{00} o índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula e k_L a condutividade hidráulica medida.

3.5 Simulação numérica no programa CONDES

Yao e Znidarcic (1997) desenvolveram o programa CONDES para análise de consolidação unidimensional com grandes deformações e ressecamento de solos finos altamente compressíveis, usando a técnica de diferenças finitas e a teoria de Gibson (1967). Este programa fornece soluções dependentes do tempo dos teores de sólidos, evolução dos índices de vazios ao longo da espessura da camada e informação da propagação das trincas.

Com o programa se obtém a distribuição dos índices de vazio ao longo da camada de solo compressível para diferentes intervalos de tempo. Adicionalmente, podem ser obtidas as alturas das camadas de solo no processo de consolidação e os perfis dos teores de sólidos presentes. Para a execução do programa são necessários características dos materiais, condições de contorno, história de enchimento, estágios de enchimento, parâmetros de ressecamento. Estes dados podem ser fornecidos através de um arquivo de texto ou diretamente pela plataforma DOS.

Segundo Abu Hejleh e Znidarcic (1995) o programa adota hipóteses básicas para os tipos de análises já mencionados. Estas hipóteses são:

- Existência de uma completa interação entre as partículas de sólidos e a água, e que estes se encontram num meio totalmente saturado em compressão unidimensional e ressecamento tridimensional até que o índice de vazios alcance um nível crítico, onde a contração do solo termina;
- Um fluxo unidimensional de sentido vertical, o qual produz deformações verticais na compressão unidimensional. Também são produzidas deformações laterais na etapa de ressecamento tridimensional.
- Que o processo de ressecamento produz trincas na estrutura de solo, e que os planos laterais e verticais são os planos principais de tensão em qualquer ponto das colunas trincadas ou não trincadas nos processos de consolidação e ressecamento.

O programa CONDES fornece soluções de consolidação e ressecamento de solos finos moles homogêneos de baixa resistência, altamente compressíveis e de baixa condutividade hidráulica. Além disso, como foi mencionado anteriormente, só simula os processos para a condição de solo saturado, sendo automaticamente interrompido quando o índice de vazios do solo atinge o índice de vazios correspondente ao limite de contração. Esta interrupção é conhecida como critério de parada, já que nesta condição o solo não apresenta nenhuma variação volumétrica.

Nas análises de consolidação unidimensional, as simulações numéricas pelo programa CONDES são baseadas na teoria de Gibson et al. (1967), assim como as relações constitutivas do modelo de compressibilidade de Liu e Znidarcic (1991) e de permeabilidade de Somogy (1971).

Yao e Znidarcic (1997) desenvolveram as equações que governam a compressão unidimensional e o ressecamento tridimensional. Estas equações são formuladas com as funções de velocidade e conservação de massa no sistema de coordenadas lagrangeanas. Estas são introduzidas como:

a) Compressão unidimensional

Função de velocidade:

$$V_u = \frac{k(G_s - 1)}{1 + e} + \frac{k(1 + e_{00})}{\gamma_w \cdot (1 + e)} \cdot \frac{d\sigma'_v}{de} \cdot \frac{\partial e}{\partial a} \quad (3.7)$$

Conservação de massa:

$$\frac{\partial V_u}{\partial a} = \frac{-1}{1 + e_{00}} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.8)$$

b) Ressecamento tridimensional

Função de velocidade:

$$V_c = -K + \frac{K(e \cdot \gamma_w + \gamma_s)}{\gamma_w(1 + e)} \left(1 - \frac{\partial \sigma'_v}{\partial e_{cr}} \frac{de_{cr}}{d\sigma'_v} \right) + \frac{K \cdot \alpha \cdot (1 + e_{00})}{\gamma_w \cdot (1 + e)} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial e} \cdot \frac{\partial e}{\partial a_1} \quad (3.9)$$

Conservação de massa:

$$\frac{\partial(\alpha.v_c)}{\partial a_1} + \eta E \frac{\partial \alpha}{\partial a_1} = \frac{-1}{(1+e_i)} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial(\alpha.v_c)}{\partial a_1} + \eta E \frac{\partial \alpha}{\partial a_1} = \frac{-1}{(1+e_i)} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.11)$$

Nodos de Interface:

Conservação de massa

$$\frac{\partial(\alpha.v)}{\partial \xi} = \frac{-1}{(1+e)} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.12)$$

onde t é o tempo, a e a_l sistemas de coordenadas lagrangeanas, ξ sistema de coordenadas eulerianas, e_{cr} índice de vazios crítico, e_{00} índice de vazios na condição de tensão efetiva nula, v_c função de velocidade em solo trincado, v_u função de velocidade em solo não trincado, α razão de área do elemento para sua altura, γ_s e γ_w são o peso específico de solo e a água, respectivamente, E taxa de evaporação da superfície superior intacta do solo e η parâmetro empírico para determinação da evaporação pelas paredes da trinca.

Yao et al (2002) indicam duas condições de contorno utilizadas no programa para simular o processo de enchimento de um reservatório. São estas as condições de contorno para a base ou topo da camada analisada dentre as condições de Newman ou de Dirichilet, respectivamente.

A primeira delas é representada pela imposição de velocidade do fluxo, que é convertida em índice de vazios pela equação (2.70). Na segunda, impõe-se uma tensão de contorno, sendo esta transformada em índice de vazios por meio da relação (2.69) do modelo de compressibilidade de Liu e Znidarcic (1991).

Oliveria Filho (1998) verificou a teoria de ressecamento para solos moles, de Abu-Hejeleh e Znidarcic (1995), usando uma centrífuga. Esta foi examinada e os resultados experimentais validaram a teoria.

Pereira (2006) fez uma calibração do modelo numérico usando provetas para avaliar os parâmetros de compressibilidade e de consolidação de rejeito obtidos através de ensaios HCT com bomba de fluxo. Os resultados são mostrados na Tabela 3.1

Tabela 3.1 Experimento (ensaio de proveta) versus simulação numérica (Pereira, 2006)

Análises	Experimento		Simulação	
	$H_{inicial}$ (cm)	H_{final} (cm)	$H_{inicial}$ (cm)	H_{final} (cm)
I	34,80	20,00	34,80	19,538
II	42,00	22,40	42,00	23,504

Segundo os resultados do experimento de Pereira (2006), os parâmetros de compressibilidade obtidos com o ensaio HCT são confiáveis.

Almeida (2004) fez uma comparação entre as curvas de recalque e os perfis de índices de vazios obtidos no monitoramento de campo numa área teste. Este monitoramento foi realizado por Silva (2003).

As simulações mostraram uma concordância entre os dados reais e numéricos encontrados. Assim, estas análises garantem o uso e confiabilidade das simulações tanto na fase de consolidação como de ressecamento fazendo uso do programa CONDES.

3.6 Parâmetros de Entrada e de Saída do Programa CONDES

O programa pode ser iniciado diretamente, desde o DOS, e fornecendo os dados que são solicitados ou então criar um arquivo INPUT com toda a informação necessária do reservatório. Já com todos os dados informados, CONDES mostra os resultados nos arquivos de saída TS.OUT, TC.OUT, VD.OUT, que são criados automaticamente pelo programa (YAO & ZNIDARCIC, 1997). Os dados solicitados pelo software usado para o tipo de análise da presente pesquisa são descritos a seguir:

- Os parâmetros A_1 , B_1 e Z_1 do material analisado são as relações de compressão unidimensional e são obrigatórios para modelar o processo de consolidação;
- Os parâmetros de condutividade hidráulica C e D são usados pelo software para relacionar índice de vazios com a condutividade hidráulica, mediante a relação 3.5 de Somogyi (1979);
- A seguir, o programa avalia se será feita uma análise considerando o ressecamento tridimensional. Caso o resultado seja positivo, será necessário conhecer alguns dados, como A_2 e B_2 , que são parâmetros do ressecamento tridimensional, os dados

a , b , c , d da cracking function e η , que é um fator de evaporação pelas paredes da trinca;

- γ_s é a gravidade específica de sólidos;
- γ_w é o peso específico da água;
- H_0 é a altura inicial do depósito;
- O número de estágios de enchimento (NS) é correspondente às etapas previstas para o enchimento do reservatório. Este número é obtido a partir da curva de relação entre alturas nominais *versus* tempo, como é mostrado na Figura 3.4.
- O tempo inicial e final de enchimento, assim como a taxa de enchimento ou de variações das alturas (FRH), também são descritos. Com efeito, no caso de um enchimento instantâneo, os tempos inicial e final são idênticos e a taxa de enchimento é substituída pela diferença de alturas nominais, correspondentes aos pontos inicial e final do estágio de enchimento considerado.

Figura 3.4 Curva de altura nominal e intervalos de enchimento, adaptado de (Yao & Znidarcic 1997).

- As condições de contorno no topo BCT são do tipo velocidade (Neuman type) e sobrecarga (Dirichilet type);
- As condições de contorno na base BCB são quatro:
 1. Base impermeável (velocidade=0);
 2. Carga de pressão na base;
 3. Contorno permeável;

4. Velocidade tipo Newman (velocidade $\neq$ 0);

- ME é o índice de vazios mínimo correspondente ao limite de contração. Este valor é considerado um critério de parada do programa;
- TO é o tempo de início da análise e está em função do tempo em que termina a análise anterior. Isto ocorre caso seja considerada uma análise prévia.

Após a entrada de dados, o programa inicia o cálculo que será interrompido segundo os critérios de parada, como o índice de vazios ao atingir o valor mínimo correspondente ao limite de contração e quando o estado permanente for alcançado.

4 ANÁLISES DE RESULTADOS

4.1 Caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização dos rejeitos coletados nas Lagoas 2 e 11 foram feitos segundo as especificações da NBR 7178/84, NBR 6508/84, NBR 6459/84 e NBR 7180/84, correspondentes aos ensaios de análise granulométrica, massa específica dos sólidos, determinação do limite de liquidez e determinação do limite de plasticidade, respectivamente. A Figura 4.1 mostra as curvas granulométricas, sendo que os dois materiais foram classificados como argila siltosa. Os limites de consistência e de massa específica dos sólidos são mostrados na Tabela 4.1.

Figura 4.1 - Curvas granulométricas dos rejeitos

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de caracterização.

Amostra	ρ_s (g/cm ³)	Limites de Atterberg		
		W_L (%)	W_P (%)	W_C (%)
Lagoa 2	2,761	79	41	*
Lagoa 11	2,757	82	37	26
Vertedouro	2,711	84	34	*

* Não foi realizado.

4.2 Ensaio de consolidação hidráulica HCT

Três diferentes tipos de amostras foram objetos de análise: as Lagoas 2 e 11 e o vertedouro da Mineradora Jundu, em Descalvado. Na Tabela 4.2 são mostrados os resultados dos ensaios “*Self-weight settling tesing*”, efetuados para determinar o índice inicial de vazios correspondente à tensão efetiva nula (e_{00}), as alturas iniciais dos corpos de prova (H_o).

Apesar das amostras apresentarem diferentes umidades em campo, os valores de e_{00} , mostrados na Tabela 4.2, são próximos. Isto ocorre porque cada amostra foi remanejada para o laboratório a fim de padronizar sua umidade para aproximadamente 500%.

Tabela 4.2 Preparação das amostras para ensaio HCT.

Ensaio	e_{00}	$H_o(\text{mm})$	Material
1	15,51	39,4	Lagoa 2
2	14,39	49,3	Lagoa 11
3	15,43	30,6	Vertedouro

Na etapa seguinte foram aplicadas, após os estágios de consolidação, cargas verticais para obter as características de condutividade hidráulica do solo mediante a análise da variação do diferencial de pressão. Esta etapa consiste na aplicação de dois carregamentos verticais de aproximadamente 20 kPa e 50 kPa cada um.

Cada um destes carregamentos foi submetido a níveis baixos de vazão, de 0,01 e 0,05 mL/min, para garantir que o diferencial de pressão fosse menor que 10 kPa. O critério de parada dos ensaios é a constância da diferença de pressão entre o topo e a base da amostra.

As curvas do comportamento do diferencial de pressão na etapa de condutividade hidráulica apresentam forma de “*dente de serra*” devido ao ruído provocado pela bomba de fluxo. As quedas de pressão, que foram observadas nas leituras do diferencial de pressão, são produtos da interrupção de fluxo para a troca de seringa.

Segundo Abu-Hejleh et al (1996), a vazão deve ser incrementada desde um nível relativamente baixo até que seja obtido um diferencial de pressão no intervalo de 0,3 a 10 kPa. Conceitualmente um único conjunto de valores de ν , σ'_b e Hf é suficiente para as análises.

4.2.1 Lagoa 2

Na etapa de consolidação da amostra da Lagoa 2, o fluxo é imposto pela bomba de fluxo por sucção. A Figura 4.2 mostra o comportamento das leituras do diferencial de pressão.

Nota-se que nas vazões iniciais, num determinado instante, as leituras do diferencial de pressão alcançam uma condição estável, ou seja, quando a diferença de pressão entre o topo e a base é constante, sendo este o critério de interrupção do estágio.

Figura 4.2 Diferença de pressão-tempo, etapa de consolidação hidráulica, lagoa 2.

As Figura 4.3 e 4.4 mostram o comportamento do diferencial de pressão na etapa de condutividade hidráulica da amostra da Lagoa 2, obtido com as cargas verticais (σ'_L) de 15.04 kPa e 50.34 kPa, respectivamente. Observa-se que o diferencial de pressão alcança a condição estacionária de forma rápida, quando comparado com a etapa de consolidação hidráulica. Nota-se também que quanto maior é a carga vertical aplicada no corpo de prova, maior é o diferencial de pressão necessário para alcançar a condição estável.

O ensaio com carregamento vertical de 15.04 kPa (Figura 4.3) teve uma duração de aproximadamente 18 horas para que a avaliação da uniformidade da condição estacionária, que se manteve estável durante todo o tempo, fosse satisfatória.

Os resultados experimentais, correspondentes à etapa de consolidação hidráulica, são apresentados na Tabela 4.3. Nessa tabela a terceira coluna é corresponde à vazão (Q), seguida da leitura do diferencial de pressão (ΔP_s), da altura inicial do corpo de prova (H_o), do índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula ($e_{00}=15.51$), dos valores de tensão efetiva no topo de corpo de prova ($\sigma'_0 = 0,086 \text{ kPa}$), da velocidade de fluxo (v) e da altura final (H_f). Pode-se inferir dos dados da Tabela 4.3 que a tensão efetiva na base do corpo de prova tem uma relação direta com a velocidade de sucção imposta pela bomba de fluxo.

Tabela 4.3 Resultados experimentais da etapa de consolidação hidráulica, amostra Lagoa 2.

Amostra	Ensaio	Q (ml/min)	ΔP_s (kPa)	H_o (mm)	v (m/s)	H_f (mm)	σ'_b (kPa)
Lagoa 2	C1	0,10	0,46	39,4	$2,49 \times 10^{-07}$	36,0	0,60
	C2	0,15	0,83	35,9	$3,73 \times 10^{-07}$	33,5	0,97
	C3	0,20	1,30	33,5	$4,97 \times 10^{-07}$	31,4	1,44
	C4	0,25	1,86	31,4	$6,21 \times 10^{-07}$	30,4	2,00
	C5	0,30	2,51	30,4	$7,46 \times 10^{-07}$	28,9	2,65
	C6	0,35	3,40	28,9	$8,70 \times 10^{-07}$	27,7	3,54

Os resultados da etapa de condutividade hidráulica são mostrados na Tabela 4.4, onde estão detalhadas a tensão aplicada no topo de corpo de prova (σ'_L), a altura do corpo de prova (H_L), a vazão na base do corpo de prova (Q_L), a velocidade de Darcy na base (v_L), o diferencial de pressão gerado entre o topo e a base do corpo de prova (ΔP_L), o índice de vazios médio (e_L) e a condutividade hidráulica (k_L). Nota-se que a condutividade hidráulica apresenta uma relação inversa com o carregamento vertical aplicado.

Tabela 4.4 Resultados da etapa de condutividade hidráulica, amostra Lagoa 2.

Amostra	Ensaio	σ'_L (kPa)	H_L (mm)	Q_L (ml/min)	v_L (m/s)	ΔP_L (kPa)	e_L	k_L (m/s)
Lagoa 2	1a	15.04	19,6	0.01	2.49×10^{-08}	0.42	5.278	1.13×10^{-08}
	1b	15.04	17,9	0.05	1.24×10^{-07}	1.44	4.738	1.52×10^{-08}
	2a	50.34	11,9	0.01	2.49×10^{-08}	1.01	2.822	2.88×10^{-09}
	2b	50.34	11,7	0.05	1.24×10^{-07}	4.42	2.747	3.23×10^{-09}

Figura 4.3 - Diferença de pressão-tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 2.

Figura 4.4 - Diferencia de pressão-tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 2.

Os valores experimentais obtidos no ensaio HCT, mostrados na Tabela 4.3 e 4.4, foram utilizados como variáveis de entrada do programa SICTA para o cálculo dos parâmetros de consolidação. Para isto, foram feitas várias combinações para cada material, ou seja, cada resultado obtido da etapa de consolidação mostrado na Tabela 4.3 foi combinado com os resultados obtidos da etapa de condutividade hidráulica na Tabela 4.4.

Consequentemente, diversas análises foram geradas, com $\gamma_w=9,81 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s=27,08 \text{ kN/m}^3$, $H_0=39,4 \text{ mm}$, $e_{00}=15.51$, $\sigma'_o=0,086 \text{ kPa}$, o que possibilitou um posterior controle estatístico. Os dados de entrada para o SICTA são mostrados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 Combinação de dados para análise com o programa SICTA, amostra Lagoa 2.

Amostra	Análise	ν (m/s)	H_f (mm)	σ'_b (kPa)	e_L	σ'_L (kPa)	k_L (m/s)
Lagoa 2	1,1	$2,49 \times 10^{-07}$	36,0	0,60	5,28	15,04	$1,13 \times 10^{-08}$
	1,2	$2,49 \times 10^{-07}$	36,0	0,60	4,74	15,04	$1,52 \times 10^{-08}$
	1,3	$2,49 \times 10^{-07}$	36,0	0,60	2,82	50,34	$2,88 \times 10^{-09}$
	1,4	$2,49 \times 10^{-07}$	36,0	0,60	2,75	50,34	$3,23 \times 10^{-09}$
	1,5	$3,73 \times 10^{-07}$	33,5	0,97	5,28	15,04	$1,13 \times 10^{-08}$
	1,6	$3,73 \times 10^{-07}$	33,5	0,97	4,74	15,04	$1,52 \times 10^{-08}$
	1,7	$3,73 \times 10^{-07}$	33,5	0,97	2,82	50,34	$2,88 \times 10^{-09}$
	1,8	$3,73 \times 10^{-07}$	33,5	0,97	2,75	50,34	$3,23 \times 10^{-09}$
	1,9	$4,97 \times 10^{-07}$	31,4	1,44	5,28	15,04	$1,13 \times 10^{-08}$
	1,10	$4,97 \times 10^{-07}$	31,4	1,44	4,74	15,04	$1,52 \times 10^{-08}$
	1,11	$4,97 \times 10^{-07}$	31,4	1,44	2,82	50,34	$2,88 \times 10^{-09}$
	1,12	$4,97 \times 10^{-07}$	31,4	1,44	2,75	50,34	$3,23 \times 10^{-09}$
	1,13	$6,21 \times 10^{-07}$	30,4	2,00	5,28	15,04	$1,13 \times 10^{-08}$
	1,14	$6,21 \times 10^{-07}$	30,4	2,00	4,74	15,04	$1,52 \times 10^{-08}$
	1,15	$6,21 \times 10^{-07}$	30,4	2,00	2,82	50,34	$2,88 \times 10^{-09}$
	1,16	$6,21 \times 10^{-07}$	30,4	2,00	2,75	50,34	$3,23 \times 10^{-09}$
	1,17	$7,46 \times 10^{-07}$	28,9	2,65	5,28	15,04	$1,13 \times 10^{-08}$
	1,18	$7,46 \times 10^{-07}$	28,9	2,65	4,74	15,04	$1,52 \times 10^{-08}$
	1,19	$7,46 \times 10^{-07}$	28,9	2,65	2,82	50,34	$2,88 \times 10^{-09}$
	1,20	$7,46 \times 10^{-07}$	28,9	2,65	2,75	50,34	$3,23 \times 10^{-09}$
	1,21	$8,70 \times 10^{-07}$	27,7	3,54	5,28	15,04	$1,13 \times 10^{-08}$
	1,22	$8,70 \times 10^{-07}$	27,7	3,54	4,74	15,04	$1,52 \times 10^{-08}$
	1,23	$8,70 \times 10^{-07}$	27,7	3,54	2,82	50,34	$2,88 \times 10^{-09}$
	1,24	$8,70 \times 10^{-07}$	27,7	3,54	2,75	50,34	$3,23 \times 10^{-09}$

A Tabela 4.6 apresenta os parâmetros constitutivos de compressibilidade e condutividade hidráulica, obtidos pelo programa SICTA para as combinações mostradas na Tabela 4.5.

Tabela 4.6 Parâmetros constitutivo, amostra lagoa 2.

Amostra	Análise	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>Z</i> (kPa)	<i>C</i> (m/s)	<i>D</i>
Lagoa 2	1,1	13,715	-0,346	0,701	$9,95 \times 10^{-11}$	2,844
	1,2	14,842	-0,412	0,899	$4,65 \times 10^{-10}$	2,241
	1,3	14,951	-0,424	0,917	$2,01 \times 10^{-10}$	2,570
	1,4	15,157	-0,433	0,948	$2,70 \times 10^{-10}$	2,454
	1,5	12,618	-0,317	0,522	$1,01 \times 10^{-10}$	2,837
	1,6	13,657	-0,384	0,718	$5,10 \times 10^{-10}$	2,181
	1,7	13,800	-0,404	0,749	$2,04 \times 10^{-10}$	2,551
	1,8	14,006	-0,414	0,782	$2,77 \times 10^{-10}$	2,429
	1,9	12,997	-0,328	0,583	$1,13 \times 10^{-10}$	2,768
	1,10	14,511	-0,405	0,848	$5,89 \times 10^{-10}$	2,089
	1,11	14,468	-0,416	0,846	$2,14 \times 10^{-10}$	2,505
	1,12	14,752	-0,427	0,889	$2,91 \times 10^{-10}$	2,380
	1,13	12,473	-0,313	0,499	$1,12 \times 10^{-10}$	2,774
	1,14	14,139	-0,396	0,791	$6,37 \times 10^{-10}$	2,038
	1,15	14,016	-0,408	0,780	$2,16 \times 10^{-10}$	2,497
	1,16	14,337	-0,420	0,829	$2,95 \times 10^{-10}$	2,365
	1,17	12,498	-0,314	0,503	$1,26 \times 10^{-10}$	2,704
	1,18	14,713	-0,409	0,879	$7,62 \times 10^{-10}$	1,923
	1,19	14,264	-0,412	0,816	$2,27 \times 10^{-10}$	2,452
	1,20	14,673	-0,425	0,878	$3,11 \times 10^{-10}$	2,314

A Figura 4.5 mostra as curvas de compressibilidade (*índice de vazios versus tensão vertical efetiva*), que representam o limite superior e limite inferior de todas as curvas obtidas.

A Figura 4.6 mostra a curva de condutividade hidráulica, onde para cada valor do índice de vazios, o correspondente valor de condutividade hidráulica. Observa-se que existe uma maior variabilidade nas curvas quando estas são comparadas com as curvas de compressibilidade. Isto ocorre porque o parâmetro constitutivo *C* apresenta uma grande variabilidade.

As curvas obtidas mostram que os índices de vazios diminuem com o aumento das tensões efetivas. Observa-se uma relação direta entre o índice de vazios e a condutividade hidráulica.

Figura 4.5 Curvas de compressibilidade representativas da amostra da Lagoa 2.

Figura 4.6 Curvas de condutividade hidráulica representativas, amostra Lagoa 2.

4.2.2 Lagoa 11

A Figura 4.7 mostra o comportamento das leituras do diferencial de pressão da amostra da Lagoa 11. Observa-se que a primeira vazão ($q_1 = 0.10 \text{ ml/min}$) alcança a condição estável em aproximadamente 9 horas. Entretanto, as outras vazões tiveram um menor intervalo de tempo e não foram levadas até um nível claramente estável, o que gera diferenças na obtenção dos parâmetros constitutivos de consolidação, como foi mostrado na Tabela 4.6.

Figura 4.7 Diferencial de pressão versus tempo, etapa de consolidação hidráulica, lagoa 11.

As Figura 4. 8 e 4.9 mostram a resposta do diferencial de pressão, para cargas verticais são de 20 kPa e 50 kPa, respectivamente. Observa-se que estas apresentam as mesmas características referentes à velocidade com a qual alcançam a estabilização. Nota-se também que as curvas apresentam saltos ou descontinuidades. Isto se dá pela troca de seringa na bomba de fluxo.

Figura 4. 8 Diferencial de pressão-tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 11.

Figura 4.9 Diferencial de pressão versus tempo, ensaio de condutividade hidráulica, Lagoa 11.

Os resultados experimentais correspondentes à etapa de consolidação hidráulica são apresentados na Tabela 4.7, onde a terceira coluna corresponde à vazão (Q), seguida da leitura do diferencial de pressão (ΔP_s), da altura inicial do corpo de prova (H_o), do índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula (e_{00}), dos valores de tensão efetiva no topo de corpo de prova (σ'_0), da velocidade de fluxo (v) e da altura final (H_f).

Tabela 4.7 Resultados experimentais da etapa de consolidação hidráulica, amostra Lagoa 11

Amostra	Ensaio	Q (mL/min)	ΔP_s (kPa)	H_o (mm)	e_{00}	σ'_0 (kPa)	v (m/s)	H_f (mm)	σ'_b (kPa)
Lagoa 11	C1	0,10	0,59	49,3	14,39	0,086	$2,49 \times 10^{-07}$	42,9	0,75
	C2	0,20	1,55	49,3	14,39	0,086	$4,97 \times 10^{-07}$	38,9	1,71
	C3	0,25	2,70	49,3	14,39	0,086	$6,21 \times 10^{-07}$	35,4	2,86
	C4	0,30	4,53	49,3	14,39	0,086	$7,46 \times 10^{-07}$	31,9	4,69

Os resultados da etapa de condutividade hidráulica são mostrados na Tabela 4.8, onde são detalhadas a tensão aplicada no topo de corpo de prova (σ'_L), a altura do corpo de prova (H_L), a vazão na base do corpo de prova (Q_L), a velocidade de Darcy na base (v_L), o diferencial de pressão gerado entre o topo e a base do corpo de prova (ΔP_L), o índice de vazios médio (e_L) e a condutividade hidráulica (k_L).

Tabela 4.8 Resultados da etapa de condutividade hidráulica, amostra Lagoa 11

Amostra	Ensaio	σ'_L (kPa)	H_L (mm)	Q_L (ml/min)	v_L (m/s)	ΔP_L (kPa)	e_L	k_L (m/s)
Lagoa 11	1a	21,09	19,4	0,01	$2,49 \times 10^{-08}$	0,70	3,47	$6,74 \times 10^{-09}$
	1b	21,09	19,3	0,05	$1,24 \times 10^{-07}$	2,87	3,47	$8,21 \times 10^{-09}$
	2a	51,35	14,5	0,01	$2,49 \times 10^{-08}$	1,60	2,36	$2,21 \times 10^{-09}$
	2b	51,35	14,4	0,05	$1,24 \times 10^{-07}$	7,00	2,33	$2,51 \times 10^{-09}$

Os valores experimentais obtidos no ensaio HCT, mostrados na Tabela 4.7 e 4.8, foram utilizados como variáveis de entrada do programa SICTA para o cálculo dos parâmetros de consolidação. Para isto foram feitas várias combinações para cada material, ou seja, cada resultado obtido da etapa de consolidação mostrado na Tabela 4.7 foi combinado com os resultados obtidos da etapa de condutividade hidráulica na Tabela 4.8. Os dados de entrada para o programa SICTA são mostrados na Tabela 4.9, onde $\gamma_w=9,81 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s=27,04 \text{ kN/m}^3$, $H_0=49,3 \text{ mm}$, $e_{00}=14,39$, $\sigma'_0=0,086 \text{ kPa}$.

Tabela 4.9 Combinação de dados para análise com o programa SICTA, amostra lagoa 11

Amostra	Análise	ν (m/s)	H_f (mm)	σ_b' (kPa)	e_L	σ_L' (kPa)	k_L (m/s)
Lagoa 11	2,1	$2,49 \times 10^{-07}$	42,9	0,75	3,48	21,09	$6,74 \times 10^{-09}$
	2,2	$2,49 \times 10^{-07}$	42,9	0,75	3,47	21,09	$8,21 \times 10^{-09}$
	2,3	$2,49 \times 10^{-07}$	42,9	0,75	2,36	51,35	$2,21 \times 10^{-09}$
	2,4	$2,49 \times 10^{-07}$	42,9	0,75	2,33	51,35	$2,51 \times 10^{-09}$
	2,5	$4,97 \times 10^{-07}$	38,9	1,71	3,48	21,09	$6,74 \times 10^{-09}$
	2,6	$4,97 \times 10^{-07}$	38,9	1,71	3,47	21,09	$8,21 \times 10^{-09}$
	2,7	$4,97 \times 10^{-07}$	38,9	1,71	2,36	51,35	$2,21 \times 10^{-09}$
	2,8	$4,97 \times 10^{-07}$	38,9	1,71	2,33	51,35	$2,51 \times 10^{-09}$
	2,9	$6,21 \times 10^{-07}$	35,4	2,86	3,48	21,09	$6,74 \times 10^{-09}$
	2,10	$6,21 \times 10^{-07}$	35,4	2,86	3,47	21,09	$8,21 \times 10^{-09}$
	2,11	$6,21 \times 10^{-07}$	35,4	2,86	2,36	51,35	$2,21 \times 10^{-09}$
	2,12	$6,21 \times 10^{-07}$	35,4	2,86	2,33	51,35	$2,51 \times 10^{-09}$
	2,13	$7,46 \times 10^{-07}$	31,9	4,69	3,48	21,09	$6,74 \times 10^{-09}$
	2,14	$7,46 \times 10^{-07}$	31,9	4,69	3,47	21,09	$8,21 \times 10^{-09}$
	2,15	$7,46 \times 10^{-07}$	31,9	4,69	2,36	51,35	$2,21 \times 10^{-09}$
	2,16	$7,46 \times 10^{-07}$	31,9	4,69	2,33	51,35	$2,51 \times 10^{-09}$

A Tabela 4.10 apresenta os parâmetros constitutivos de compressibilidade e condutividade hidráulica, obtidos pelo programa SICTA para as combinações mostradas na Tabela 4.9.

Tabela 4.10 Parâmetros constitutivos, amostra da lagoa 11.

Amostra	Análise	A	B	Z (kPa)	C (m/s)	D
Lagoa 11	2,1	14,292	-0,457	0,984	$2,79 \times 10^{-10}$	2,554
	2,2	14,354	-0,459	0,993	$4,16 \times 10^{-10}$	2,396
	2,3	14,232	-0,454	0,974	$2,32 \times 10^{-10}$	2,629
	2,4	14,333	-0,459	0,990	$2,94 \times 10^{-10}$	2,533
	2,5	14,033	-0,451	0,944	$2,98 \times 10^{-10}$	2,504
	2,6	14,208	-0,455	0,971	$4,53 \times 10^{-10}$	2,327
	2,7	13,945	-0,449	0,931	$2,38 \times 10^{-10}$	2,598
	2,8	14,110	-0,455	0,956	$3,04 \times 10^{-10}$	2,494
	2,9	13,171	-0,431	0,813	$3,50 \times 10^{-10}$	2,373
	2,10	13,470	-0,439	0,859	$5,49 \times 10^{-10}$	2,173
	2,11	13,078	-0,433	0,801	$2,56 \times 10^{-10}$	2,514
	2,12	13,301	-0,440	0,835	$3,29 \times 10^{-10}$	2,401
	2,13	12,579	-0,417	0,723	$4,20 \times 10^{-10}$	2,227
	2,14	13,082	-0,430	0,800	$6,87 \times 10^{-10}$	1,993
	2,15	12,362	-0,419	0,695	$2,74 \times 10^{-10}$	2,433
	2,16	12,674	-0,428	0,742	$3,57 \times 10^{-10}$	2,306

As Figura 4.10 e 4.11 mostram as curvas de compressibilidade e condutividade hidráulica, respectivamente. Estas representam o limite superior e limite inferior de todas as curvas obtidas.

Figura 4.10 Curvas de compressibilidade representativas da amostra da lagoa 11.

Figura 4.11 Curvas de condutividade hidráulica representativas, amostra lagoa 11.

4.2.3 Vertedouro

A Figura 4.12 mostra o comportamento das leituras do diferencial de pressão da amostra correspondente ao vertedouro. Observa-se que a velocidade da primeira vazão alcança a condição estável em aproximadamente 9,5 horas. Entretanto, as outras vazões tiveram um menor intervalo de tempo e não foram levadas até um nível claramente estável.

As Figura 4.13 e 4.14 mostram o diferencial de pressão na etapa de condutividade hidráulica com carregamentos verticais de 20 kPa e 50 kPa. Estas apresentam o mesmo comportamento e características descritos anteriormente para as demais amostras.

Figura 4.12 Diferencial de pressão versus tempo, etapa de consolidação hidráulica, amostra vertedouro.

Os resultados experimentais correspondentes à etapa de consolidação hidráulica são apresentados na Tabela 4.11, onde a terceira coluna é correspondente à vazão (Q), seguida da leitura do diferencial de pressão (ΔP_s), da altura inicial do corpo de prova (H_0), do índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula (e_{00}), dos valores de tensão efetiva no topo de corpo de prova (σ'_0), da velocidade de fluxo (v) e da altura final (H_f).

Tabela 4.11 Resultados experimentais de consolidação hidráulica, amostra vertedouro

Amostra	Ensaio	Q (mL/min)	ΔP_s (kPa)	H _o (mm)	e ₀₀	σ'_0 (kPa)	v (m/s)	H _f (mm)	σ'_b (kPa)
Vertedouro	C1	0,10	0,70	30,6	15,43	0,086	$2,49 \times 10^{-07}$	24,7	0,85
	C2	0,20	1,64	30,6	15,43	0,086	$4,97 \times 10^{-07}$	22,1	1,79
	C3	0,25	2,32	30,6	15,43	0,086	$6,21 \times 10^{-07}$	20,9	2,47
	C4	0,30	3,10	30,6	15,43	0,086	$7,46 \times 10^{-07}$	20,1	3,25
	C5	0,35	4,05	30,6	15,43	0,086	$8,70 \times 10^{-07}$	19,4	4,20

Os resultados da etapa de condutividade hidráulica são mostrados na Tabela 4.12, onde estão detalhadas a tensão aplicada no topo de corpo de prova (σ'_L), a altura do corpo de prova (H_L), a vazão na base do corpo de prova (Q_L), a velocidade de Darcy na base (v_L), o diferencial de pressão gerado entre o topo e a base do corpo de prova (ΔP_L), o índice de vazios médio (e_L) e a condutividade hidráulica (k_L).

Tabela 4.12 Resultados da etapa de condutividade hidráulica, amostra vertedouro

Amostra	Ensaio	σ'_L (kPa)	H _L (mm)	Q _L (ml/min)	v _L (m/s)	ΔP_L (kPa)	e _L	k _L (m/s)
Vertedouro	1a	20,08	19,4	0,01	$2,49 \times 10^{-08}$	0,78	3,93	$6,05 \times 10^{-09}$
	1b	20,08	19,3	0,05	$1,24 \times 10^{-07}$	2,40	3,93	$9,82 \times 10^{-09}$
	2a	50,34	17,3	0,01	$2,49 \times 10^{-08}$	1,16	3,41	$3,63 \times 10^{-09}$
	2b	50,34	17,2	0,05	$1,24 \times 10^{-07}$	3,64	3,38	$5,75 \times 10^{-09}$

Figura 4.13 Diferencial de pressão versus tempo, ensaio de condutividade hidráulica, vertedouro

Figura 4.14 Diferencial de pressão versus tempo, ensaio de condutividade hidráulica, vertedouro.

Os valores experimentais obtidos no ensaio HCT, mostrados nas Tabela 4.11 e 4.12, foram utilizados como variáveis de entrada do programa SICTA para o cálculo dos parâmetros de consolidação, onde, como nos casos anteriores, foram feitas várias combinações para cada material, ou seja, cada resultado obtido da etapa de consolidação mostrado na Tabela 4.11, foi combinado com os resultados obtidos na etapa de condutividade hidráulica na Tabela 4.12.

Portanto, diversas análises foram realizadas, o que possibilitou a obtenção de um controle estatístico. Os dados de entrada para o SICTA são mostrados na Tabela 4.13, onde $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s = 26,59 \text{ kN/m}^3$, $H_0 = 30,6 \text{ mm}$, $e_{00} = 15,43$, $\sigma'_o = 0,086 \text{ kPa}$.

Tabela 4.13 Combinação de dados para análise com SICTA, amostra vertedouro

Amostra	Análise	ν (m/s)	H_f (mm)	σ'_b (kPa)	e_L	σ'_L (kPa)	k_L (m/s)
Vertedouro	3,1	$2,49 \times 10^{-07}$	24,7	0,85	3,93	20,08	$6,05 \times 10^{-09}$
	3,2	$2,49 \times 10^{-07}$	24,7	0,85	3,93	20,08	$9,82 \times 10^{-09}$
	3,3	$2,49 \times 10^{-07}$	24,7	0,85	3,40	50,34	$3,63 \times 10^{-09}$
	3,4	$2,49 \times 10^{-07}$	24,7	0,85	3,38	50,34	$5,75 \times 10^{-09}$
	3,5	$4,97 \times 10^{-07}$	22,1	1,79	3,40	50,34	$3,63 \times 10^{-09}$
	3,6	$6,21 \times 10^{-07}$	20,9	2,47	3,40	50,34	$3,63 \times 10^{-09}$
	3,7	$7,46 \times 10^{-07}$	20,1	3,25	3,38	50,34	$5,75 \times 10^{-09}$
	8,0	$8,70 \times 10^{-07}$	19,4	4,20	3,93	20,08	$9,82 \times 10^{-09}$

A Tabela 4.14 apresenta os parâmetros constitutivos de compressibilidade e condutividade hidráulica, obtidos pelo programa SICTA para as combinações mostradas na Tabela 4.13.

Tabela 4.14 Parâmetros constitutivos, amostra vertedouro

Amostra	Análise	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>Z</i> (kPa)	<i>C</i> (m/s)	<i>D</i>
Vertedouro	3,1	11,585	-0,357	0,448	$2,57 \times 10^{-10}$	2,306
	3,2	11,702	-0,361	0,465	$7,57 \times 10^{-10}$	1,873
	3,3	11,254	-0,305	0,355	$1,81 \times 10^{-10}$	2,446
	3,4	11,338	-0,308	0,368	$4,63 \times 10^{-10}$	2,070
	3,5	10,818	-0,295	0,300	$1,67 \times 10^{-10}$	2,513
	3,6	10,620	-0,290	0,276	$1,68 \times 10^{-10}$	2,508
	3,7	11,031	-0,302	0,329	$4,99 \times 10^{-10}$	2,008
	3,8	12,530	-0,383	0,581	$1,02 \times 10^{-09}$	1,656

As Figura 4.15 e 4.16 mostram as curvas de compressibilidade e condutividade hidráulica, respectivamente. Estas representam o limite superior e limite inferior de todas as curvas obtidas.

Figura 4.15 Curvas de compressibilidade representativas da amostra do vertedouro.

Figura 4.16 Curvas de condutividade hidráulica representativas, amostra Vertedouro.

4.2.4 Comparação das análises das diferentes amostras

Uma análise estatística dos parâmetros constitutivos obtidos pelo programa SICTA é mostrada na Tabela 4.15. Observa-se que o parâmetro A apresentou uma variabilidade aceitável, enquanto no parâmetro C a variabilidade foi alta. Isto ocorreu porque, em alguns estágios, o diferencial de pressão não alcançou a condição estável.

Tabela 4.15 Controle estatístico dos parâmetros constitutivos.

Amostra	Parâmetro	A	B	Z (kPa)	C(m/s)	D
Lagoa 2	Média	14.03	-0.39	0.77	3.01×10^{-10}	2.45
	Desv. Padrão (%)	82.35	4.14	14.05	1.92×10^{-08}	26.45
	Variabilidade (%)	5.87	-10.60	18.27	63.92	10.81
Lagoa 11	Média	13.58	-0.44	0.88	3.59×10^{-10}	2.40
	Desv. Padrão (%)	69.15	1.43	10.41	1.23×10^{-08}	16.91
	Variabilidade (%)	5.09	-3.24	11.89	34.27	7.03
Vertedouro	Média	11.36	-0.33	0.39	4.39×10^{-10}	2.17
	Desv. Padrão (%)	59.72	3.61	10.15	3.14×10^{-08}	31.97
	Variabilidade (%)	5.26	-11.11	26.02	71.42	14.71

Figura 4.17 Curvas de compressibilidade (Lama Mineradora Jundu).

Figura 4.18 Curvas de condutividade hidráulica.

As Figura 4.17 e 4.18 apresentam comparações das curvas representativas das amostras das Lagoas dois e 11 e do vertedouro. Estas comparações são feitas entre as curvas de compressibilidade e as curvas de condutividade hidráulica.

Na Figura 4.17 observa-se a importância da obtenção dos índices de vazios correspondentes à tensão efetiva nula (e_{00}), que determinam a diferença inicial entre as curvas e seu comportamento.

4.3 Simulação do processo de enchimento

As simulações de enchimento foram feitas para a lagoa 11, onde os rejeitos, em forma de lama, são lançados. Para isto foram estabelecidos previamente os comportamentos de compressibilidade e de condutividade hidráulica.

O processo de enchimento e de depósito de lama é bastante complexo, uma vez que envolve inúmeros fatores e variáveis, tais como consolidação com grandes deformações, condições de contorno e evaporação.

4.3.1 Parâmetros para a simulação numérica do enchimento

Para estas análises foi avaliado o processo de enchimento da lagoa 11, que tem aproximadamente 7 m de altura disponíveis e uma área média de 57.606 m². Estas análises desconsideram a não uniformidade da geometria das lagoas, isto é, a área na base é a mesma ao longo de toda sua altura.

O software CONDES necessita das relações constitutivas do rejeito da lagoa 11. Estes parâmetros foram retirados de uma curva intermediária representativa, sendo esta a análise 2.9, mostrada na Tabela 4.9.

Em seguida, foram inseridos os dados de peso específico de sólidos, peso específico da água, índice de vazios mínimo (limite de contração), entre outros. Além disso, como condição de contorno para o topo, foi considerada em sobrecarga nula, uma vez que o lançamento da lama é feito de forma contínua. A base da lagoa é considerada impermeável, sendo esta a condição mais crítica. Estas condições estão de acordo com as sugestões feitas por Pereira (2006).

Nos processos de mineração, o tempo necessário para o processo de sedimentação e consolidação dos rejeitos depositados nas lagoas depende da altura do material depositado e da forma de enchimento.

Para análise do enchimento dos reservatórios considerou-se dois tipos de enchimento: o enchimento contínuo e o enchimento instantâneo. No primeiro caso a lama é adicionada pelo topo da lagoa de forma contínua e com vazão considerada constante. Para analisar este enchimento é necessário definir a curva de enchimento nominal. No segundo caso, que é considerado ideal, determinada quantidade de rejeitos é depositada na lagoa durante um curto período de tempo.

A curva de enchimento representa a disposição geral dos rejeitos sob a forma inicial de lançamento (com teores de umidade perto de 2000%). A curva de enchimento nominal representa a condição teórica de um arranjo, envolvendo exclusivamente o teor de sólidos presentes nos rejeitos lançados, mantendo-se a condição saturada dos rejeitos e desconsiderando quaisquer efeitos de consolidação, ou seja, na condição de índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula, (PEREIRA, 2006).

A Figura 4.19 representa a altura nominal.

Figura 4.19 Esquema representativo da altura nominal.

Na Figura 4.19, a curva de enchimento nominal fica definida pela equação 4.1, onde o e_{00} representa o índice de vazios na condição de tensão efetiva nula, e_0 é o índice de vazios na condição inicial ou de lançamento. H_n e H representam as alturas nominal e total dos rejeitos, respectivamente.

$$\frac{H_n}{H} = \frac{1+e_{00}}{1+e_0} \quad (4.1)$$

A Figura 4.20 apresenta a curva de enchimento e curva de enchimento nominal. Observa-se que a curva de enchimento alcança os 7m de capacidade da lagoa 11 em aproximadamente 1,3 anos, isto com uma taxa de enchimento constante. A curva de enchimento nominal obtida pela equação 4.1 alcança uma altura de 2.17m no mesmo período de tempo. No período de 1,3 anos até 2 anos o enchimento é nulo, e consequentemente pode-se avaliar o comportamento da lama.

No caso do enchimento contínuo, foram definidos dois estágios de enchimento da lagoa com os tempos iniciais (TBF) e finais (TEF) e a taxa de enchimento para cada estágio.

Figura 4.20 Curva de enchimento e enchimento nominal.

A Tabela 4.16 apresenta os parâmetros de entrada para o programa para os dois estágios. Os dados foram obtidos através da curva de enchimento nominal (Figura 4.20), sendo que o primeiro tem uma taxa de enchimento constante e o segundo não é preenchido até o segundo ano, como é mostrado nesta figura.

Tabela 4.16 Dados da curva de enchimento nominal.

Estágio	TBF (anos)	TEF (anos)	Hn (m)	Taxa (m/ano)
1	0	1,3	2,17	1,67
2	1,3	2,0	2,17	0

Na condição de enchimento instantâneo, já mencionado neste capítulo, considerou-se como altura inicial a altura nominal máxima de 2.17m. O enchimento progressivo da lagoa 11 depende da produção de rejeitos da usina. Para que esta condição ocorra foi considerada a curva de enchimento nominal, mostrada na Figura 4.20. Os resultados dessas análises são mostrados na Figura 4.21, onde se tem a evolução das alturas em função do tempo para as condições de enchimento instantâneo e contínuo.

A Figura 4.21 mostra que a partir do segundo ano as curvas tempo-consolidação apresentam a mesma altura.

Figura 4.21 Curva consolidação versus tempo.

A Figura 4.22 mostra a evolução da curva de conteúdo de sólidos para a condição de enchimento instantâneo, onde a altura dos sólidos decresce aproximadamente 27 % da altura

inicial, isto produto da consolidação por peso próprio. Observa-se que altura de sólidos alcança um valor constante aproximadamente em dois anos.

Figura 4.22 Curva de conteúdo de sólidos, simulação de enchimento instantâneo.

A Figura 4.23 mostra o perfil de índice de vazios durante o processo de consolidação, pode-se perceber a diminuição progressiva dos índices de vazios, onde inicialmente apresentam valores de 14,3 e 11,0 no topo e no fundo da camada, respectivamente, no final da simulação esta relação é de 8,0 no fundo da camada, esta diminuição representa o 27 % do valor inicial, sendo a mesma porcentagem em que varia a altura da camada.

A Figura 4.24 mostra a evolução da curva de conteúdo de sólidos para a condição de enchimento progressivo, observa-se o incremento progressivo do conteúdo de sólidos, isto ocorre simultaneamente com o processo de consolidação por peso próprio, por tanto a altura alcança a mesma altura final, comparada com o enchimento instantâneo.

A Figura 4.25 mostra o perfil de índice de vazios durante o processo de consolidação, para o enchimento progressivo, basicamente o solo apresenta o mesmo comportamento, diminuição progressiva dos índices de vazios principalmente no fundo da camada, alcançando valores aproximados com os obtidos no enchimento instantâneo.

Figura 4.23 Perfil do índice de vazios, simulação de enchimento instantâneo.

Figura 4.24 Curva de conteúdo de sólidos, simulação de enchimento progressivo.

Figura 4.25 Perfil do índice de vazios, simulação de enchimento progressivo.

5 CONCLUSÕES

Para determinar a capacidade das lagoas e a vida útil de cada uma delas, é necessário conhecer as características físicas, compressibilidade e condutividade hidráulica dos materiais, com base numa teoria que contemple grandes deformações como a de Gibson (1967).

O ensaio de consolidação induzida por percolação tem mostrado ser um método efetivo para a determinação das propriedades de compressibilidade e condutividade hidráulica em solos finos argilosos, que são obtidos através da mineração da areia.

No ensaio destaca-se a importância do procedimento para a obtenção do índice de vazios correspondente à tensão efetiva nula, já que este valor influencia diretamente nos resultados. No presente trabalho, estes valores alcançaram valores similares nos materiais obtidos das diferentes lagoas.

A velocidade da sucção na bomba de fluxo na etapa de condutividade hidráulica é muito menor, ficando próxima aos valores encontrados para argilas em aplicações práticas (Liu, 1990). Isto acontece para garantir que a pressão diferencial entre o topo e a base fique dentro do intervalo de 1,5 a 10 kPa, recomendado por Znidarcic et al (1992).

Na etapa de condutividade hidráulica, as leituras do diferencial de pressão alcançaram a condição estável de forma rápida, comparada à etapa de consolidação hidráulica. Quanto maior for a carga vertical, maior será o diferencial de pressão para alcançar a condição estável, o que torna possível notar a relação direta entre a carga vertical e as leituras do diferencial de pressão. No presente trabalho, algumas leituras do diferencial de pressão não alcançaram a condição estacionária o que provocou um incremento considerável na variabilidade dos parâmetros constitutivos.

Nas análises numéricas, observou-se uma concordância dos resultados obtidos na simulação de enchimento instantâneo e contínuo, onde as alturas finais dos rejeitos foram as mesmas num tempo de aproximadamente dois anos. Segundo estas análises, observou-se que a altura dos rejeitos após um período de dois anos é da ordem de 1.57 m.

Pelo fato da lagoa ter uma área constante e uma altura pequena, os resultados obtidos da evolução de consolidação e os perfis dos índices de vazios ao longo do tempo são

consistentes e representativos da condição real. Assim, os rejeitos lançados alcançam a altura final, após dois anos.

5.1 Sugestões e recomendações para pesquisas futuras

Foi observado que as lagoas da Mineração Jundu não apresentam profundidades consideráveis. Portanto, recomenda-se construir lagoas mais profundas e instalar instrumentação para o monitoramento contínuo dos rejeitos lançados.

Estudar de forma adequada as características do material de fundação, evaporação, precipitação e outros fatores que definem de forma correta as condições de contorno e, consequentemente, fazer cálculos numéricos mais realistas.

Estudar a construção de lagoas com uso de geossintéticos com sistema de drenagem, para assim acelerar o processo de consolidação.

No ensaio HCT, muitos autores partem da hipótese que a lama esteja completamente saturada. Porém, existe a dificuldade em demonstrar este fato, como consequência da dificuldade em medir o parâmetro B de Skempton, como na prática dos ensaios triaxiais. Sugere-se criar uma técnica para comprovar isto.

6 REFERÊNCIAS

- ABU-HEJLEH, A. N. (1993). Desiccation Theory for Soft Soils. PhD. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 206p, Boulder, Colorado.
- ABU-HEJLEH, A. N. & ZNIDARCIC, D. (1995). Consolidation Characteristics of Phosphatic Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.122, n.4, p.295-301.
- ABRÃO, P.C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil. Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'87, Rio de Janeiro.
- AIBAN, S.A.; ZNIDARCIC, D. (1990). Evaluation of the flow pump and constant head techniques for permeability measurements *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, v.27, n.3, p.A145-A145.
- ALMEIDA, F.E. (2004). Análise numérica do processo de ressecamento de um rejeito fino da mineração de ferro. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 108 pp.
- ALBUQUERQUE, V. (2009). Uso das técnicas HCT e TDR no monitoramento do processo de consolidação em reservatórios de barragens de rejeitos, Dissertação de mestrado, EESC-USP.
- BOTELHO, A. P. D. (2001). Implementação de metodologias de ensaios para determinação de relações constitutivas de processos de fluxo em solos com a utilização da bomba de fluxo, Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 284p.
- BROMWELL, L. G. & CARRIER, W. D. (1979) Consolidation of Fine Grained Mining Wastes. 6th P. A. CONF. S.M.F.E. (Citado por Villar, 2002).
- ELIAS, D. C. (1995) Geotechnical Properties of Bauxite Residue and Their Use in Planning Disposal Facilities. In *LIGHT METALS ANNUAL MEETING*, 1995, pp 149-164

- FIGUEIREDO, M.M. (2007). Estudo de metodologias alternativas de disposição de rejeitos para a mineração Casa de Pedra-Congonhas/MG. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 147 pp.
- FREDLUNG, D.G.; RAHARDJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, USA.
- GIBSON, R.E.; ENGLAND, G.L.; HUSSEY, M.J.L. (1967). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. *Géotechnique*, v.17, p.261-273.
- GIBSON, R. E.; SCHIFFMANN, R. L. & CARGILL, K. W. (1981) The Theory of Consolidation of Saturated Clays, II: Finite Nonlinear Consolidation of Thick Homogeneous Layers. *Canadian Geotechnical Journal*. 18(2), p.p. 280-293, 1981.
- GOBARA, W. (1990). O ensaio de adensamento hidráulico em grandes dimensões para materiais sujeitos a deformações finitas, 6 ° CBGE / IX COBRAMSEF, São Paulo, pp. 63-69.
- HARDIN, B. O. (1989). 1-D strain in normally consolidated cohesive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*. Div. ASCE, 115, 689-710.
- IMAI, G. (1981). Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay minerals. *Soils and Foundations*, v.21, n.1, p.7-20.
- KUPPER, A.M.A.G. (1991). Design of hydraulic fill. PhD Thesis, Dept of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 525p.
- LIU, J.C. (1990). Determination of soft soil characteristics, Tese de Doutorado, University of Colorado, Boulder, Colorado, USA, 321p.
- LIU, J.C.; ZNIDARCIC, D.J. (1991). Modeling one-dimensional compression characteristics of soils. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, v.28, n.4, p.A222-A222.
- NORMAN, D.K. & RAFORTH, R. L. (1998). Innovations and Trends in Reclamation of Metal Tailings in Washington. *Washington Geology*, v. 26, n ° 2, p. 29-42

- OLSEN, H. W. (1966). Darcy's Law Saturated kaolinite. *Water Resources Research*, v. 2, no 2, p. 287-295.
- OLIVEIRA, F. (1998). Verification of a desiccation theory for soft soils, Tese de Doutorado, University of Colorado, Boulder, Colorado, USA, 229p.
- PANE, V. (1985). Sedimentation and Consolidation of Clays, Tese de Doutorado, Univ. do Colorado, Boulder, Colorado, USA, 382 p.p. 1985.
- PEREIRA, B.A. (2006). Adensamento e simulação do processo de enchimento do reservatório de uma barragem para contenção de rejeitos de ouro, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 115 pp.
- SCHIFFMAN, R.L. (1980). Finite and infinitesimal strain consolidation. *Journal of geotechnical engineering division*, v.106, p.203-207.
- SCHIFFMAN, R.L. (2001). Theories of consolidation, University of Colorado at Boulder, Colorado.
- SILVA D.R. (2003). Estudos do processo de ressecamento de um rejeito fino de minério de ferro numa área teste. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 141p, Ouro Preto
- SOMOGYI, F. (1979). Analysis and prediction of phosphatic clay consolidation: implementation package", Technical Report, Florida Phosphatic Clay Research Project, Lakeland, Florida, USA.
- SWARBRICK, G. E. (1995)- Measurement of soil suction using the filter paper method. *Proc. In Fst UNSAT'95*. Paris, p 653-658. 1995.
- TERZAGHI, K.; PECK, G. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, New York.
- VILLAR, L.F. (2002). Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita, Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 483 pp.
- WINKELMOLEN, A. M. (1982). Critical remarks on grain parameters, with special emphasis on shape. *Sedimentology* 29 (2), 255-265.

- YAO, D.T.C. et al. (2002). Numerical solution for consolidation and desiccation of soft soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, v.26, n.2, p.139-161.
- YAO, T.C.; ZNIDARCIC, D. (1997). User's manual for computer program CONDES0. University of Colorado, Boulder, Colorado.
- ZNIDARCIC, D. (1982). Laboratory Determination of Consolidation Properties of Cohesive Soils. PhD. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, 172 p, Boulder, Colorado.