



Juliano de Lima

Simulação numérica do processo de alteamento de áreas de deposição de resíduos pelo método a montante

Orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Coorientadora: Denise Maria Soares Gerscovich

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

PGECIV – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Simulação Numérica do Processo de Alçamento de Áreas de Deposição de Resíduos pelo Método a Montante

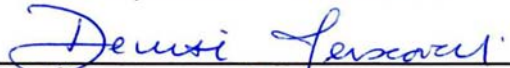
Juliano de Lima

Dissertação apresentada ao PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.
Ênfase: Geotecnia.

Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada



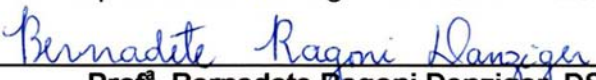
Prof^a Ana Cristina Castro Fontenla Sierra, DSc – Orientadora
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ



Prof^a Denise Maria Soares Gerscovich, DSc – Co-orientadora
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ



Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão, PhD
Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio



Prof^a Bernadete Ragoni Danziger, DSc
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Agosto de 2008

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / CTC/B

L732

Lima, Juliano de.

Simulação numérica do processo de alteamento de áreas de deposição de resíduos pelo método a montante/ Juliano de Lima. - 2008.

16 f.: il.

Orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla.

Dissertação (mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

Bibliografia: f.?

1. Resíduos industriais – Teses. 2. Bauxita – Teses. 3. Resíduos – Eliminação. I. Lima, Juliano de. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 628.4

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Deus quer, o homem sonha, a obra nasce.

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

A DEUS, nosso grande Pai, sobre todas as coisas.

Aos meus pais que me ofertaram todo o tipo de incentivo e apoio.

À Débora, minha esposa, e aos meus filhos queridos Dorinha e Pedrinho pelos incontáveis dias e noites em que não pude estar presente, renunciando a muitos momentos de convivência familiar.

À Secretária Municipal de Obras Carla Neves, por conceder todo o tempo necessário para a realização do curso de Mestrado, e aos meus amigos da Seosp Dayse, Giulliana, Josiane, Paulo e Jocimar, por compartilharem comigo os momentos de ansiedade e, principalmente, alegrias, decorrentes da dissertação.

Aos alunos da Escola Técnica Estadual Miécimo da Silva (CIEMS), do Colégio Estadual São Cristóvão, e da Fundação Rosemar Pimentel (UGB) por me despertarem o fascínio pela atividade de magistério, e por me mostrarem o quanto aprendemos quando estamos ensinando.

À Empresa LPS por fornecer informações indispensáveis para o estudo de caso, no qual se baseou o escopo principal deste trabalho.

Aos colegas do PGECIV da turma de Estruturas Elvis (Tiger), Nuno, Matheus, Allan e ao funcionário Rodolfo pela convivência descontraída no LABBAS e, em especial, aos colegas da Geotecnia Eduardo, Marcos, Daniel, Jeffson, Ludma e Anderson.

Ao amigo Bruno Lima pela sua extrema boa vontade nas orientações ao manusear o programa Plaxis, pois sem a sua ajuda certamente percorreria um caminho mais penoso.

À minha orientadora prof^a Ana Cristina, pela sua incondicional paciência, dedicação, preocupação na análise criteriosa dos resultados, e sugestões sempre decisivas a respeito das modelagens numéricas. Difícil transcrever todo o seu empenho e seriedade na condução deste trabalho, buscando a todo o momento não apenas orientar, mas também despertar em cada dificuldade uma nova motivação para o estudo e a pesquisa.

À prof^a Denise pelos ensinamentos desde a Graduação, e pela sua capacidade de associar soluções simples aos problemas aparentemente complexos.

A todos os professores do PGECIV em especial à prof^a Bernadete, pelos ensinamentos ao longo do curso.

De um modo especial aos professores de minha graduação na UERJ Celina Schmidt que me despertou o interesse pela Mecânica dos Solos, e ao admirável prof Rodolfo Suanno, pelos seus sólidos conhecimentos transmitidos em memoráveis aulas, e cuja didática, raciocínio lógico, e organização de pensamento devem ser ressaltados.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a conclusão deste trabalho.

RESUMO

LIMA, Juliano de. **Simulação numérica do processo de alteamento de áreas de deposição de resíduos pelo método a montante**. Rio de Janeiro, 2008. 118p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

A previsão do comportamento de resíduos constituiu-se em um desafio geotécnico, uma vez que estes materiais apresentam uma resposta distinta dos materiais usualmente encontrados em depósitos naturais. A análise dos recalques da fundação, decorrentes da sobrecarga imposta pelo alteamento, é complexa, tendo em vista que o adensamento de resíduos pressupõe grandes deformações, invalidando o uso de teorias clássicas de adensamento. Atualmente, no Brasil, a técnica de disposição de resíduos de bauxita prevê uma operação inicial de lançamento no interior de lagos artificiais, em forma de polpa. Após o esgotamento do lago e ressecamento do resíduo, inicia-se o lançamento pelo método a montante. Neste método, a polpa é lançada sobre o resíduo pré-existente, que se encontra em processo de adensamento. O presente trabalho tem como objetivo reproduzir numericamente o comportamento de áreas de resíduos durante a etapa de alteamento a montante. A pesquisa tem como enfoque 2 áreas de resíduos de bauxita. Uma delas encontra-se em fase de reabilitação e dispõe de instrumentação de campo (recalques e deslocamentos horizontais). A outra se encontra em fase de operação do alteamento e dispõe de dados experimentais. Desta forma, a metodologia consistiu na reprodução numérica do processo de alteamento da área instrumentada e comparação dos resultados com a instrumentação de campo, com objetivo de avaliar o modelo numérico e os parâmetros do resíduo. Posteriormente, realizou-se a previsão do comportamento do resíduo de fundação da área em fase de alteamento. Os parâmetros geotécnicos foram definidos a partir de um extenso programa de ensaios de campo e laboratório, executado no local em estudo, fazendo-se uso de um tratamento estatístico dos dados experimentais. Os resultados numéricos mostraram a potencialidade do programa na previsão do comportamento de áreas de resíduos durante o alteamento a montante, com previsões de recalques e deslocamentos horizontais coerentes com a instrumentação de campo.

Palavras-chave: Resíduo de bauxita; Modelagem numérica; Alteamento a montante; Áreas de deposição.

ABSTRACT

LIMA, Juliano de. **Numerical simulation of residues areas during the upstream operation**. Rio de Janeiro, 2008. 118p. Msc. Dissertation – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

The prediction of solid wastes behavior is a challenge for geotechnical engineers, since its response differ from the materials usually found in natural deposits. The analysis of the settlements of the foundation, due to the embankment raising is complex. Tailings undergo large settlements, which cannot be evaluated by ordinary consolidation theories. In Brazil, bauxite tailings are initially discharged into impoundment areas in a slurry form. After achieving the storage capacity of the reservoir, the tailing is allowed to dry, in order to enhance its resistance. Subsequently, the embankment is raised by the upstream method, and the mud is discharged on top of a material which is undergoing a consolidation process. The present research aims at reproducing numerically the response of bauxite tailings due to an upstream raising operation. The research focused 2 impoundment areas at same site. One area is being environmentally rehabilitated and is instrumented with vertical and horizontal gauges. The other is still in operation and an experimental investigation was carried out at this site. The methodology consisted of simulating the sequence of embankment raises and comparing the results with field instrumentation, in order to evaluate the numerical model and waste parameters. Subsequently, the behavior of the foundation of the area undergoing a raising embankment operation was evaluated. The geotechnical parameters were defined according to a statistical treatment of results of the experimental program (field and laboratory). The vertical and horizontal displacements, predicted by the numerical simulation, fitted reasonably well with field instrumentation and showed the inherent potential of the numerical modeling.

Keywords: Bauxite waste; Numerical analyses; Upstream raising method; Tailing dams.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	17
1.1. Importância e Aplicabilidade do Estudo	17
1.2. Objetivos e Metodologia	18
1.3. Escopo	18
2. Revisão Bibliográfica	20
2.1. Introdução	20
2.2. Processo de Formação dos Resíduos de Bauxita	20
2.3. Caracterização Geotécnica dos Resíduos de Bauxita	22
2.4. Deposição ou Estocagem de Resíduos	25
2.4.1. Técnicas de Alçamento	27
2.4.2. Processo de Geração de Poropressões Durante o Lançamento de Resíduos	29
2.5. Ensaio de Campo em Depósitos de Resíduos	31
2.5.1. Ensaio de Piezocone (CPTU)	31
2.5.2. <i>Penetrologer</i>	36
2.6. Previsão do Processo de Adensamento	38
2.6.1. Correção da Teoria de Terzaghi considerando Grandes Deformações	38
2.6.2. Método de Asaoka	41
2.7. Comentários Finais	42
3. Descrição das Áreas em Estudo	43
3.1. Introdução	43
3.2. Área de Resíduos 2	45
3.3. Área de Resíduos 3	48
4. Apresentação e Análise dos Resultados Experimentais da Área de Resíduos 3	50
4.1. Introdução	50
4.2. Ensaio de Caracterização	51
4.2.1. Peso Específico Natural	51
4.2.2. Densidade dos Grãos	53
4.2.3. Teor de Umidade	54
4.2.4. Índice de Vazios	54
4.3. Ensaio de Adensamento	56
4.4. Ensaio Triaxiais	58

4.5. Ensaios de Piezocone	59
4.5.1. Caracterização do Resíduo no Piezocone.....	59
4.5.2. Poropressões	62
4.5.3. Coeficientes de Adensamento	62
4.5.4. Coeficiente de Permeabilidade	63
5. Ferramenta Numérica	64
5.1. Programa Computacional Plaxis	64
5.1.1. Estrutura do Programa.....	64
5.1.2. Modelos Constitutivos	66
5.2. Validação do Programa	68
5.3. Comentários Finais	72
6. Análises Numéricas	73
6.1. Introdução	73
6.2. Simulação Numérica da Área de Resíduos 2	73
6.2.1. Condições de Contorno.....	74
6.2.2. Definição dos Modelos Constitutivos	75
6.2.3. Análise dos Recalques.....	78
6.2.4. Análise de Deformações Horizontais	82
6.2.5. Compatibilização entre os Deslocamentos Verticais e Horizontais.....	83
6.2.6. Distribuição das Poropressões	85
6.2.7. Considerações Finais Sobre a Reprodução do Comportamento da Área 2.....	85
6.3. Simulação do Processo de Alçamento a Montante da Área de Resíduos 3	86
6.3.1. Geometria e Parâmetros dos Materiais	87
6.3.2. Análise de Recalques.....	87
6.3.3. Análise dos Deslocamentos Horizontais.....	89
6.4. Influência da Redução de H_d no tempo de Adensamento	90
6.5. Considerações Finais	91
7. Considerações Finais	93
7.1. Introdução	93
7.2. Principais Dificuldades	93
7.3. Conclusões	94
7.3.1. Referentes à Área de Resíduos 2:.....	94
7.3.2. Referentes à Área de Resíduos 3:.....	95
7.3.3. Comparação entre as Áreas de Resíduos 2 e 3.....	95
7.3.4. Gerais.....	96
7.4. Sugestões para Trabalhos Futuros	96

REFERÊNCIAS..... 97

Anexo A: Tratamento Estatístico dos Dados Experimentais

Anexo B: Resultados dos Ensaios de Piezocone

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Fluxograma da Fabricação de Alumínio (Adaptado de Habashi, 2005).....	21
Figura 2.2 Curvas Granulométricas de Diferentes Resíduos (Adaptado de Campos, 1986).....	22
Figura 2.3. Coeficiente de Adensamento: Ensaios Convencionais (Stinson, 1981).....	24
Figura 2.4. Resultados de Ensaio CRD em lama vermelha obtidos por Villar (2002).....	24
Figura 2.5. Valores de permeabilidade para resíduos (Massanero, 1994; Bedin, 2006)	25
Figura 2.6. Técnicas de Alçamento.....	28
Figura 2.7. Processo de Geração de Poropressões Durante o Lançamento de Resíduos (Adaptado de Vick, 1983).....	30
Figura 2.8. Piezocone (Davies e Campanella, 1995).....	32
Figura 2.9. Propostas de classificação dos solos a partir de ensaios de piezocone.....	33
Figura 2.10. Resultado Típico de um Ensaio de Dissipação	35
Figura 2.11. <i>Penetrologger</i>	38
Figura 2.12. Adensamento unidimensional de uma camada de solo mole	39
Figura 2.13. Método Gráfico de Asaoka (Almeida, 1996).....	42
Figura 3.1. Ganho de volume pela técnica de alçamento a montante	43
Figura 3.2. Localização das Áreas de Deposição de Resíduos	44
Figura 3.3. Seção Típica da Área de Resíduos de Bauxita 2 (Adaptada de Bedin, 2006).....	45
Figura 3.4. Área de Resíduos 2 durante o alçamento a montante (Costa Filho et al, 2006)	46
Figura 3.5. Localização dos Marcos Superficiais e Placas de Recalque: Área 2.....	47
Figura 3.6. Registros dos marcos superficiais nos diferentes diques (Costa Filho et al, 2006)	47
Figura 3.7. Registro de Recalques: Área 2 (Costa Filho et al, 2006)	48
Figura 3.8. Seção Típica da Área de Resíduos de Bauxita 3	49
Figura 4.1. Locação das Estações: Área de Resíduos 3.....	51
Figura 4.2. Distribuição do Peso Específico Total do Resíduo ao Longo da Profundidade	52
Figura 4.3. Variação do peso específico com a profundidade	53
Figura 4.4. Distribuição da Densidade dos Grãos ao Longo da Profundidade.....	53
Figura 4.5. Variação da Umidade com a Profundidade	54
Figura 4.6. Variação do Índice de Vazios com a Profundidade	54
Figura 4.7. Curva de Compressibilidade Definida pelas Amostras de Campo.....	55
Figura 4.8. Variação do Índice de Vazios Após o Tratamento.....	55
Figura 4.9. Variação do Índice de Vazios com a Tensão Efetiva (Bedin, 2006).....	56
Figura 4.10. Variação do Índice de Vazios vs Permeabilidade.....	57
Figura 4.11. Resultados dos Ensaios Triaxiais CIU (Bedin, 2006)	58
Figura 4.12. Distribuições de R_f e q_c fornecidas pelos ensaios de Piezocone	60
Figura 4.13. Classificação de Robertson e Campanella (1983): Estação 1	60
Figura 4.14. Distribuições de q_t e B_q fornecidas pelos ensaios de Piezocone	61

Figura 4.15. Ábaco para Classificação (Robertson et al, 1986): Estação 1	61
Figura 4.16. Variação de poropressão com a profundidade fornecida pelo piezocone.....	62
Figura 4.17. Variação de c_v com a profundidade (todas as estações)	63
Figura 4.18. Variação de k_v com a profundidade	63
Figura 5.1. Geometria do Ensaio de Adensamento	69
Figura 5.2. Comparação entre os resultados de ensaios de adensamento	70
Figura 5.3. Previsões numéricas vs resultados experimentais: Ensaio de Adensamento	71
Figura 5.4. Análise Numérica x Análise Experimental	72
Figura 6.1. Geometria Adotada nas Análises Numéricas da Área de Resíduos de Bauxita 2.....	74
Figura 6.2. Definição da Geometria Mínima das Análises Numéricas.....	74
Figura 6.3. Definição da Geometria Mínima para as Análises Numéricas	75
Figura 6.4. Variação do Índice de Vazios com a Profundidade: Área de Resíduos 2.....	77
Figura 6.5. Evolução do recalque com o tempo até o final de operação do alteamento.....	78
Figura 6.6. Evolução do recalque com o tempo: Área de Resíduos 2.....	79
Figura 6.7. Curvas de Iso-Recalque Final: Área de Resíduos 2.....	79
Figura 6.8. Recalques Previstos – Área de Resíduos 2: <i>Soft Soil x Soft Soil Creep</i>	80
Figura 6.9. Recalques previstos: perfil homogêneo x heterogêneo (camada de fundação)	81
Figura 6.10. Ponto de Análise dos Deslocamentos Horizontais: Área de Resíduos 2.....	82
Figura 6.11. Deslocamentos Horizontais Previstos e Medidos pelos Marcos Superficiais: Área 2	83
Figura 6.12. Localização dos instrumentos e análise numérica vs registros de campo.....	84
Figura 6.13. Vetores de Deslocamentos Totais: Área de Resíduos 2.....	84
Figura 6.14. Evolução dos excessos de poropressão ao longo do tempo: Área de Resíduos 2	85
Figura 6.15. Diferença entre a condição analisada pelo Plaxis e a situação real de campo	86
Figura 6.16. Geometria Adotada nas Análises Numéricas da Área de Resíduos de Bauxita 3.....	87
Figura 6.17. Recalques Previstos: Área de Resíduos 3 (<i>Soft soil x soft soil creep</i>).....	88
Figura 6.18. Bacia de Recalques Totais Sob a Pilha na Área 3.....	89
Figura 6.19. Deslocamentos Horizontais Previstos no Ponto A: Área 3.....	90
Figura 6.20. Vetores de Deslocamentos Totais: Área 3	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Valores de densidade real dos grãos de resíduos (Adaptado de Bedin, 2006)	23
Tabela 2.2. Funções de Compressibilidade de Solos Muito Moles (Adaptado de Villar, 2002)	24
Tabela 2.3. Comparação entre as Técnicas de Alçamento (Adaptado de Campos, 1986)	29
Tabela 2.4. Razão de permeabilidades em argilas (Jamiolkowski et al, 1985)	35
Tabela 2.5. Estimativa de α em função de q_c (Mitchell e Gardner, 1975)	36
Tabela 2.6. Valores de $\bar{U} \times T^*$ (Martins e Abreu, 2002)	40
Tabela 3.1. Fases de Operação das Áreas de Resíduos	44
Tabela 3.2. Etapas do Alçamento da Área de Resíduos 2	46
Tabela 3.3. Etapas do Alçamento da Área de Resíduos 3	49
Tabela 5.1. Correlação entre os parâmetros de compressibilidade	68
Tabela 5.2. Parâmetros do Modelo <i>Soft-Soil</i>	70
Tabela 5.3. Etapas de Carregamento: Ensaio de Adensamento	71
Tabela 6.1. Parâmetros dos Materiais: Dique e Pilha do <i>Upstream</i>	75
Tabela 6.2. Parâmetros Geotécnicos Adotados na Fundação: Área de Resíduos 2	77
Tabela 6.3. Previsão de Recalques: Área de Resíduos 2	82
Tabela 6.4. Parâmetros Geotécnicos Adotados na Fundação: Área de Resíduos 3	87
Tabela 6.5. Previsão de recalques: vida útil = 50anos	89
Tabela 6.6. Tempo de Adensamento por Diferentes Métodos	91

LISTA DE SÍMBOLOS

A	parâmetro do modelo de compressibilidade (Tabela 2.2)
a	coeficiente de calibração (Eq. 4-4)
c	coesão
c_v	coeficiente de adensamento vertical
c_h	coeficiente de adensamento horizontal
c_c	coeficiente de compressão
c_r	coeficiente de recompressão
c_α	coeficiente de compressão secundária
e_0	índice de vazios inicial
e_f	índice de vazios final
E	módulo de deformabilidade
ϵ_v	deformação específica vertical
G	densidade dos grãos
G	módulo de cisalhamento do solo
H_o	distância de drenagem
H_{od}	distância de drenagem inicial
H	altura da camada compressível
h	altura da camada de solo (sobrecarga)
I_r	índice de rigidez do solo
k_v	coeficiente de permeabilidade vertical
k_h	coeficiente de permeabilidade horizontal
m_v	módulo de variação volumétrica
p'	tensão efetiva média (Eq. 5-1)
p_o'	tensão efetiva inicial (Eq. 5-1)
σ'_v	tensão efetiva vertical
σ'_{vm}	tensão efetiva de pré-adensamento
q_c	resistência de ponta corrigida (cone)
q_t	resistência de ponta real mobilizada (cone)
R	raio do piezocone
S	grau de saturação
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada
t	tempo
T_L	taxa de lançamento de rejeitos (Eq.2-1)
T	fator tempo (Eq.2-4)
TS	teor de sólidos
U	porcentagem de adensamento
u_o	poropressão hidrostática (inicial)

u_2	poropressão medida na base do cone
V	volume do reservatório
ν	coeficiente de poisson
v	volume específico (Eq 5-2)
γ_d	peso específico seco
γ_t	peso específico total
γ_{sub}	peso específico submerso
γ_w	peso específico da água
γ	peso específico natural
w	teor de umidade
$\Delta\sigma$	variação da tensão total vertical
$\Delta\sigma'$	variação da tensão efetiva vertical
ρ	recalque total
ϕ	ângulo de atrito interno
B_q, R_f	parâmetros de classificação do solo (piezocone)
α	parâmetro auxiliar (Eq 4-8)
λ^*	índice de compressão modificado (Eq 5-1)
ψ	ângulo de dilatância
k^*	índice de carregamento/descarregamento modificado
X	largura da crista do alteamento (<i>upstream</i>)
z	profundidade

LISTA DE ABREVIATURAS

CRD	<i>Constante Rate of Displacement</i>
DEC	Departamento de Engenharia Civil
FEN	Faculdade de Engenharia
MEF	Método dos Elementos Finitos
MS	Marco Superficial
PGECIV	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PR	Placa de Recalque
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Introdução

1.1. Importância e Aplicabilidade do Estudo

Atualmente, a disposição e a estocagem de resíduos industriais constituem-se em um importante desafio geotécnico, uma vez que estes materiais apresentam um comportamento distinto dos materiais usualmente encontrados em depósitos naturais. Adicionalmente, a estocagem de resíduos apresenta um elevado risco de impacto ambiental no caso de acidentes. Desta forma, os projetos de áreas de deposição de resíduos devem atender às recomendações das agências de proteção ambiental durante as fases de construção e operação das áreas.

Com o advento da conscientização ecológica, os problemas de ordem prática, decorrentes da exploração mineral, cresceram muito fazendo com que as autoridades e a população estejam mais atentas sobre as atividades das empresas exploradoras. Tornou-se necessário que o manuseio e a estocagem dos resíduos fossem efetuados combinando os ideais de preservação ambiental com as ambições econômicas das indústrias, sem que fossem esquecidos os princípios básicos e éticos da Engenharia. Como conseqüência, o estudo do comportamento e disposição dos resíduos industriais vem recebendo cada vez mais verbas das empresas e atenção de toda a sociedade, que anseia cada vez mais por práticas menos agressivas e mais seguras.

A diminuição geral no número de áreas para disposição de resíduos, juntamente com a implementação desta legislação mais rígida no aspecto ambiental, tem criado a necessidade do aproveitamento máximo tanto das áreas de deposição já existentes como as que ainda estão em planejamento. O objetivo é operar e manusear os reservatórios de maneira a aumentar o volume estocado e, como conseqüência, a vida útil destes depósitos.

Atualmente, no Brasil, a técnica de disposição de resíduos de mineração e processamento de bauxita prevê uma operação inicial de lançamento de resíduos, por via úmida, no interior de lagos artificiais. Esta fase de operação inicial é denominada *wet disposal*, onde os resíduos são lançados em forma de polpa. Após o esgotamento do lago e ressecamento do resíduo, procede-se a uma fase posterior, onde se inicia o lançamento pelo método *upstream* (alçamento a montante). Neste método, a polpa é lançada sobre o resíduo pré-existente, que se encontra em processo de adensamento. A capacidade de acumulação de resíduos depende fundamentalmente do comportamento geotécnico do resíduo, o qual determina a estabilidade a curto e longo prazo da pilha de resíduos que será

construída sobre a superfície do resíduo pré-existente. As barragens de resíduos alteadas pelo método a montante normalmente apresentam um baixo controle geotécnico, apresentando riscos potenciais de ruptura, uma vez que são construídas sobre o resíduo já depositado.

1.2. Objetivos e Metodologia

A presente pesquisa tem como objetivo a simulação numérica do comportamento de áreas de resíduos durante a operação de alteamento a montante, de forma a prever deslocamentos horizontais e recalques na base da pilha.

O local em estudo é composto por várias áreas de resíduos de bauxita. O presente trabalho terá como enfoque 2 áreas. A primeira encontra-se em fase de reabilitação e dispõe de instrumentação para monitoramento de recalques da pilha de resíduos e de deslocamentos horizontais durante a operação do alteamento. A segunda encontra-se em fase de operação do alteamento a montante (*upstream*).

Um extenso programa de investigações geotécnicas, realizado na região da segunda área, antes do lançamento pelo método de alteamento a montante será analisado, buscando-se parâmetros geotécnicos representativos do resíduo, para posterior adoção na modelagem numérica.

A metodologia adotada consistiu na reprodução do processo de alteamento a montante da primeira área de resíduos, confrontando os resultados previstos com os medidos pela instrumentação de campo. Com isso, foi possível ajustar os parâmetros do resíduo e a partir desses valores, proceder à previsão do comportamento da segunda área. Desta forma, espera-se contribuir com um modelo capaz de representar o comportamento de áreas de resíduos durante a fase de operação do *upstream*.

Ressalta-se que a análise de recalques de barragem de resíduos é complexa, tendo em vista que o adensamento de resíduos pressupõe grandes deformações, invalidando o uso da teoria de Terzaghi (1943). A justificativa deste trabalho seria buscar uma melhor compreensão do comportamento tensão-deformação de barragem de resíduos durante a fase de operação do alteamento a montante a partir da utilização de programas computacionais de elementos finitos.

1.3. Escopo

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento desta pesquisa e os principais objetivos do presente trabalho. Os parágrafos subseqüentes apresentam uma pequena descrição do conteúdo de cada capítulo.

No capítulo 2, são apresentadas algumas considerações sobre os resíduos de bauxita, referentes ao processo de formação e à caracterização geotécnica. Adicionalmente, apresentam-se as diferentes formas de deposição de resíduos e as distintas técnicas de alteamento de barragens de resíduos. Contempla ainda este capítulo, uma breve discussão sobre o adensamento de grandes deformações e sobre ensaios de campo para a caracterização geotécnica de resíduos.

O capítulo 3 apresenta uma breve descrição do local em estudo, apresentando as 2 áreas de resíduos de bauxita, e os resultados de instrumentação de campo executados na área de resíduos 2.

No capítulo 4, são apresentados os resultados de ensaios de campo e laboratório executados nas áreas em estudo. Estes ensaios foram inicialmente reportados por Bedin (2006), e serão analisados para a obtenção de parâmetros representativos do resíduo, nas análises numéricas.

O Capítulo 5 apresenta o Programa Computacional PLAXIS, utilizado na modelagem do comportamento de áreas de resíduos durante a operação do *upstream*. Aspectos relativos à entrada de dados, modelos constitutivos disponíveis, processos de cálculo, e condições de contorno serão discutidos, juntamente com a simulação de um ensaio de adensamento em laboratório para a validação do programa em problemas que envolvem adensamento e recalques.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados das análises numéricas. Inicialmente, discute-se a definição dos parâmetros representativos dos materiais envolvidos e a reprodução do alteamento da área de resíduos 2. Finalmente, apresenta-se a simulação do processo de alteamento a montante da área de resíduos 3 que está atualmente em início de processo, de forma a prever deslocamentos horizontais e verticais.

Finalmente o Capítulo 7 reúne as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

Ao final do trabalho, são apresentadas as referências bibliográficas consultadas e citadas na presente dissertação.

No Anexo A, apresenta-se a forma de tratamento estatístico dos dados experimentais adotada no presente trabalho.

O Anexo B apresenta os resultados dos ensaios de piezocone.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

Os solos formados pela deposição de resíduos saturados são, em geral, muito moles, apresentando deformações consideráveis, mesmo decorrentes apenas do peso próprio do material. Esta constatação conduziu ao desenvolvimento de teorias de consolidação de grandes deformações (Mikasa, 1965; Gibson et al, 1967), que consideram mudanças na compressibilidade e na permeabilidade do resíduo durante o processo de adensamento.

Na análise do comportamento de resíduos, há situações em que a teoria de deformações infinitesimais fornece resultados satisfatórios, simplificando e barateando o projeto (Bromwell, 1984). No entanto, na maioria das vezes, as melhores previsões são realizadas pela teoria que não restringe as deformações (Schiffman et al., 1984). Nos dois casos, considera-se, em geral, um modelo unidimensional, partindo-se do pressuposto que a área da região dos despejos é significativamente maior que a sua profundidade.

A possibilidade de reprodução numérica do alteamento de barragens de resíduos aparece como uma alternativa capaz de viabilizar o estudo do comportamento destes materiais durante esta etapa de operação.

O presente capítulo apresenta aspectos gerais sobre o processo de formação e a caracterização de resíduos de bauxita. Apresenta, também, as distintas técnicas de deposição e alteamento, e uma discussão sobre o adensamento em grandes deformações.

2.2. Processo de Formação dos Resíduos de Bauxita

As bauxitas são rochas ricas em óxido de alumínio (Gomes, 1988). No entanto, este termo é usado para designar uma substância que consiste em uma mistura de diversos óxidos de alumínio hidratados, que podem apresentar variações consideráveis de proporções de alumina.

Sob determinadas condições físico-químicas, a bauxita pode se formar a partir de qualquer rocha portadora de alumínio (Alecrim, 1982).

As jazidas de bauxita são encontradas, geralmente, em quatro tipos de depósitos: superficiais, em mantos superficiais e em bolsões, e não superficiais, entre camadas de outros solos e/ou rochas e em depósitos de detritos, como resultado da acumulação de bauxita erodida de outros locais. Ressalta-se que a maioria dos depósitos de bauxita encontra-se em países tropicais (Villar, 2002).

As bauxitas quando ocorrem em camadas planas (mantos), próximas à superfície, podem se estender por quilômetros. Sua espessura pode variar significativamente (1m a 40m), mas em geral, apresentam uma espessura média de 4m a 6m (Bedin, 2006).

Os procedimentos físicos de enriquecimento ou depuração são difíceis de aplicar às bauxitas, cujos elementos constitutivos estão muito dispersos e intimamente unidos entre si (Krauskopf, 1982). No entanto, em determinadas jazidas tropicais, a bauxita está misturada com argila livre. Uma simples lavagem em água, efetuada em um tambor com grades usadas para já se fazer uma classificação granulométrica do material, elimina esta argila e permite reduzir o teor de sílica, que é prejudicial durante a fase de processamento para obtenção do alumínio. Esta lavagem com água origina a lama de lavagem. As características desta lama, tais como sua composição químico-mineralógica, e seu comportamento estão intrinsecamente relacionados com a rocha de origem, e variam de jazida para jazida.

Villar (2002) descreve o Sistema Bayer de enriquecimento, usado em todas as plantas de beneficiamento, mesmo com o elevado consumo de energia que demanda. Este sistema foi desenvolvido em 1888, na Alemanha, e apresenta como pontos essenciais:

- Dissolução da alumina da bauxita em soda cáustica, obtendo-se um aluminato de sódio, em um meio com temperatura e pressão controladas;
- Separação dos resíduos insolúveis, a partir de um processo de decantação;
- Precipitação parcial da alumina, por meio da diminuição da temperatura;
- Diluição da lixívia de aluminato de sódio.

As características finais das lamas variam de local para local em decorrência do tipo de preparo feito antes de seu lançamento final nos reservatórios de armazenamento. Tal fato dificulta ainda mais a definição de um modelo representativo do seu comportamento. O fluxograma de fabricação do alumínio está apresentado na Figura 2.1.

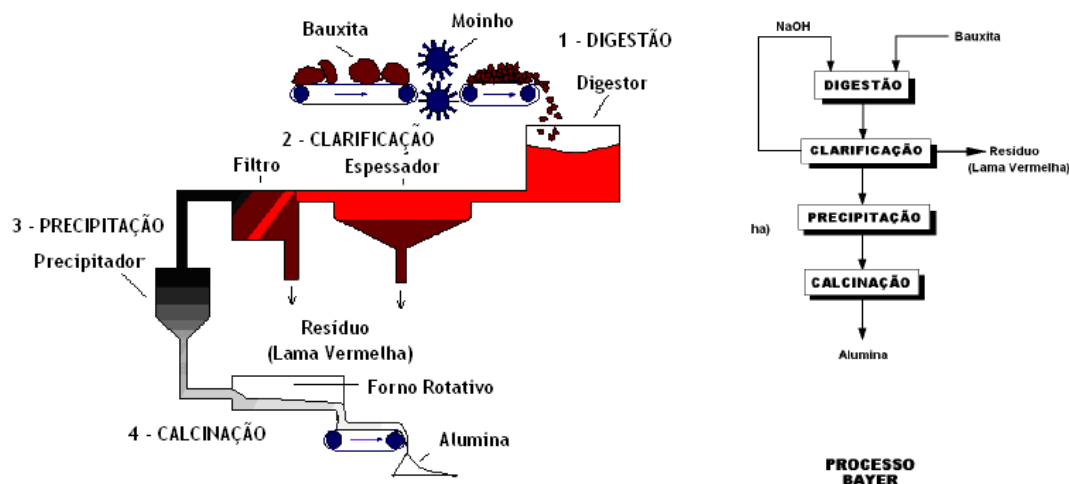


Figura 2.1. Fluxograma da Fabricação de Alumínio (Adaptado de Habashi, 2005)

2.3. Caracterização Geotécnica dos Resíduos de Bauxita

Geralmente, as características mineralógicas e geotécnicas dos rejeitos variam em função do tipo de minério processado e do próprio processo de beneficiamento adotado. Os rejeitos usualmente apresentam granulometria fina, variando de colóides a areia. Segundo Vick (1983), resíduos de mineração e processamento apresentam granulometria na faixa dos siltes. No caso de resíduos depositados na forma de lama, pode-se obter uma granulometria mais fina.

A Figura 2.2 compara curvas granulométricas de diferentes resíduos (Campos, 1986). Observa-se que os resíduos de bauxita apresentam uma granulometria mais fina quando comparados ao carvão mineral e ao ouro.

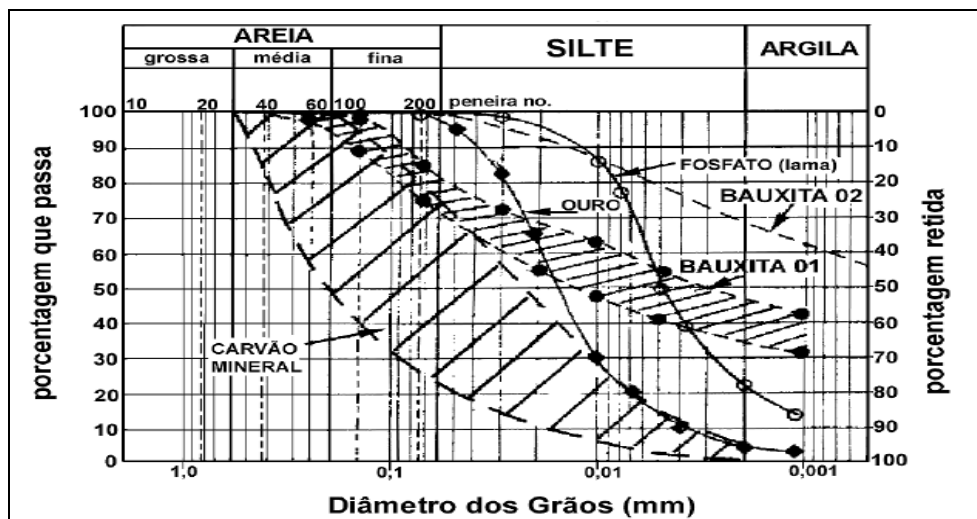


Figura 2.2 Curvas Granulométricas de Diferentes Resíduos (Adaptado de Campos, 1986)

A densidade dos grãos (G) varia ao longo da área de resíduos, em função dos efeitos de segregação das partículas provocado pelo método de despejo das torres e calhas (Bedin, 2006). A Tabela 2.1 apresenta alguns valores de densidade real dos grãos encontrados na literatura. A variabilidade encontrada nos resultados e os altos valores de G são decorrentes da mineralogia da rocha de origem, e principalmente do teor de ferro existente (Villar, 2002).

Cabe ressaltar que a caracterização geotécnica de resíduos de mineração pode exigir métodos diferentes daqueles normalmente utilizados em depósitos naturais, uma vez que o resíduo “*in loco*” tem seus vazios preenchidos por um fluido diferente da água presente em depósitos naturais. A presença destes fluidos intersticiais pode determinar o comportamento do resíduo, tanto em termos de adensamento como de permeabilidade, exigindo, em alguns casos, caracterização geotécnica específica.

Tabela 2.1. Valores de densidade real dos grãos de resíduos (Adaptado de Bedin, 2006)

Tipo de resíduo	Localização	Referência	G
Alumínio	Jamaica	Stinson (1981)	2,90 - 3,00
Alumínio	Alabama	Somogyi & Gray (1977)	2,84 - 3,16
Alumínio	Brasil	Villar (2002); Rodrigues e Moura (1992)	3,00 - 3,70
Ferro	Brasil	Albuquerque Filho, 2004	3,16 - 5,00

Ensaio de adensamento em amostras de resíduo têm sido realizados para a determinação das características de compressibilidade e permeabilidade destes materiais (Azevedo et al, 1999). Tais ensaios freqüentemente são efetuados em amostras com densidades ou teores de sólidos iniciais superiores às condições de lançamento ou disposição do material no campo. Neste sentido, os mesmos não fornecem informações suficientes para caracterizar o comportamento de sedimentação/adensamento do rejeito de mineração.

Somogyi e Gray (1977) calcularam coeficientes de adensamento, c_v , de $1 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ a $5 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ para lamas vermelhas dos Estados Unidos, a partir de ensaios oedométricos convencionais. A partir do mesmo tipo de ensaio, Elias (1995) chegou a valores de coeficientes de adensamento médio de $6,5 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$. Stinson (1981) obteve valores de c_v para lamas vermelhas de diferentes regiões, por meio de ensaios com tensão controlada (Figura 2.3). Os valores de c_v situaram-se na faixa de $2 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$ a $8 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$.

A bibliografia nacional e internacional ressalta a importância do conhecimento da relação entre a tensão efetiva e o índice de vazios (compressibilidade) na avaliação da vida útil de reservatórios de rejeitos. Estes materiais são lançados com elevado teor de umidade e são constituídos por grande parte de partículas finas, fazendo com que o processo de deposição envolva sedimentação e adensamento por peso próprio do material.

Ensaio de adensamento em equipamentos projetados especialmente para lamas vêm sendo utilizados com freqüência no estudo do comportamento de resíduos de mineração. A Tabela 2.2 mostra algumas relações de compressibilidade obtidas experimentalmente para materiais muito moles, como os rejeitos na forma de lama. A Figura 2.4 apresenta resultados de ensaios de adensamento por deformação controlada, executados por Villar (2002) em lama vermelha, em amostras cilíndricas com cerca de 20cm de diâmetro e 6cm de altura.

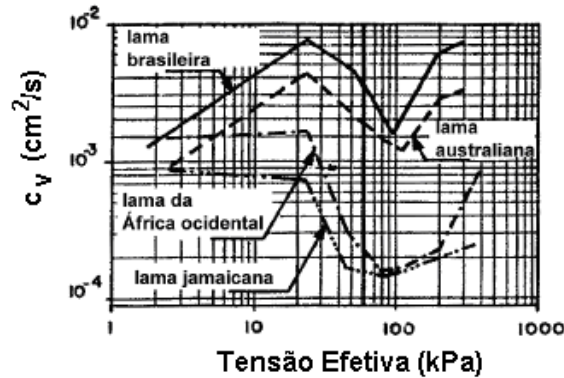


Figura 2.3. Coeficiente de Adensamento: Ensaios Convencionais (Stinson, 1981)

Tabela 2.2. Funções de Compressibilidade de Solos Muito Moles (Adaptado de Villar, 2002)

Referência	Função de Compressibilidade
Liu (1990)	$e = e_0 - C_c \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)$
Somogyi (1979)	$e = A \cdot \sigma'^{-B}$
Liu e Znidarcic (1991)	$e = A \cdot (\sigma' + Z)^B$

Sendo: A, B e Z parâmetros do modelo

Os rejeitos de mineração apresentam considerável variabilidade em suas características físico-químicas e mineralógicas, o que lhes confere um comportamento distinto dos materiais usualmente encontrados em depósitos naturais. Estas características têm efeito dominante na permeabilidade do material, e conseqüentemente em seu comportamento *in situ*, sendo sempre necessário estimar o coeficiente de permeabilidade dos rejeitos de mineração.

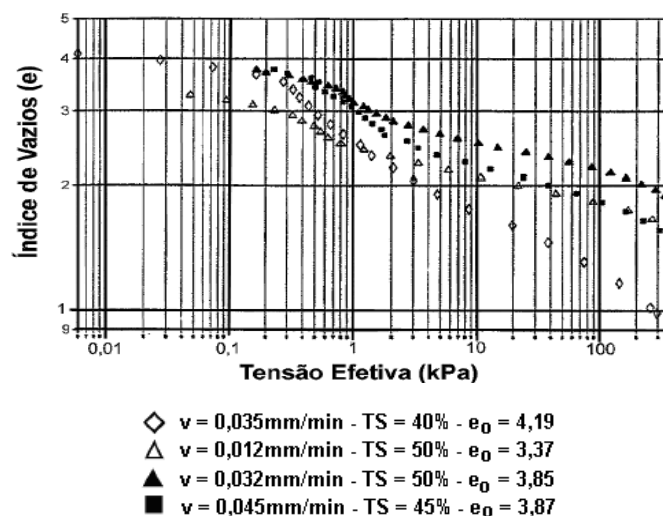


Figura 2.4. Resultados de Ensaio CRD em lama vermelha obtidos por Villar (2002)

Um resumo de valores descritos na literatura é apresentado na Figura 2.5, demonstrando que rejeitos de mineração possuem uma permeabilidade intermediária que varia de 10^{-5} m/s a 10^{-9} m/s. Fahey et al, (2002) apresenta valores de coeficientes de permeabilidade de três frações da granulometria de um resíduo de minério de ouro, assumindo o processo de segregação hidráulica. Os rejeitos de minério de ferro, por terem uma composição granulométrica arenosa, apresentam-se mais permeáveis que os demais. Esse comportamento parcialmente drenado inclui uma variedade de granulometria, contemplando partículas com tamanho de areias, siltes e argilas (Manassero et al, 1994).

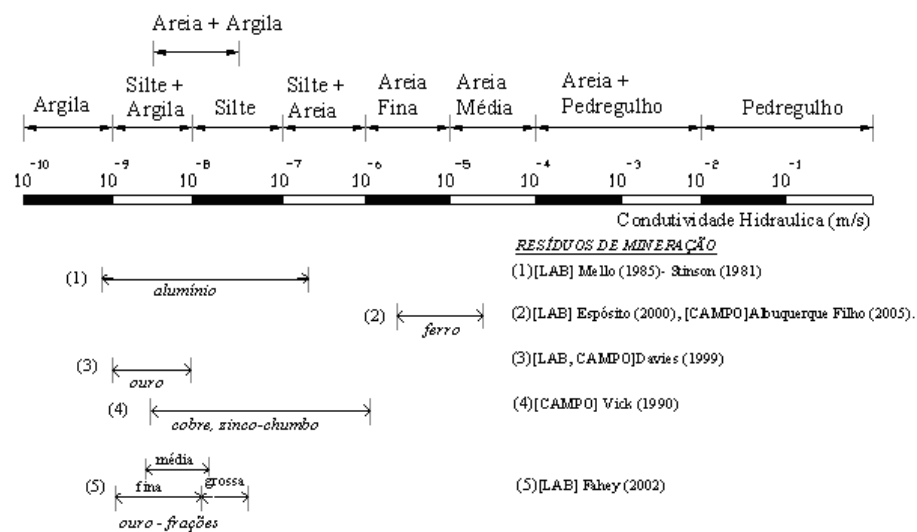


Figura 2.5. Valores de permeabilidade para resíduos (Massanero, 1994; Bedin, 2006)

2.4. Deposição ou Estocagem de Resíduos

A estocagem de resíduos de mineração pode ser realizada tanto na superfície do terreno, quanto em escavações superficiais ou subterrâneas, sendo a primeira alternativa a mais utilizada no Brasil (Nakao et al, 1984).

Considerando especificamente o método de estocagem superficial, as estruturas de contenção de rejeitos de mineração podem ser agrupadas em 2 tipos:

1. Barragens ou diques tipo convencional;
2. Aterros soerguidos em etapas.

As barragens ou diques tipo convencional são estruturas construídas de acordo com os projetos e tecnologia usualmente adotados na área de engenharia de barragens de terra e/ou enrocamento. Tais alternativas podem ser adotadas em situações onde volumes apreciáveis de água ou efluentes industriais não recirculáveis são estocados juntamente com o rejeito sólido (Campos, 1986).

Os aterros soerguidos em etapas podem ser classificados em 3 grupos, de acordo com o método construtivo: montante, jusante e linha central. Tais denominações se referem à direção em que a crista do aterro se move em relação ao dique de contenção inicial, à medida que a estrutura tem sua altura aumentada.

Os rejeitos podem ser descartados da unidade de beneficiamento na forma sólida (pasta ou granel), ou líquida (polpa de água com sólidos). No primeiro caso, o transporte dos rejeitos é realizado por meio de caminhões ou correias transportadoras. No segundo caso, o transporte é feito por meio de tubulações ou por gravidade.

O método de deposição ou estocagem de rejeitos tem relação direta com os custos e a eficiência de uma barragem. A rigor, podem-se distinguir dois processos de deposição: via úmida (*wet disposal*) e por secagem (*dry stacking*).

Na deposição por via úmida, os rejeitos são lançados na forma de polpa, em reservatórios contidos por diques, ou barragens (vales) criados para esta finalidade. Neste caso, os seguintes aspectos merecem atenção (Abrão, 1987):

- O adensamento dos rejeitos
- A segregação sedimentar;
- A sedimentação e a clarificação da água.

O adensamento é fundamental, tendo em vista que dele depende o peso específico seco ao final do enchimento do reservatório. A vida útil do reservatório é definida a partir do volume do reservatório e da taxa de lançamento de rejeitos, segundo a equação:

$$t = \frac{V \cdot \gamma_d}{T_L} \quad \text{Eq. 2-1}$$

onde: t = tempo (vida útil), V = volume do reservatório, γ_d = peso específico seco e T_L = taxa de lançamento em peso/tempo.

A segregação sedimentar é um processo de classificação dos minerais presentes no rejeito, ao serem lançados nos reservatórios. Este aspecto é importante na formação de praias a montante das barragens de rejeitos, e depende da granulometria, da forma, e da densidade das partículas.

Com relação à sedimentação e à clarificação da água, Abrão (1987) ressalta que estes fenômenos dependem de uma vasta gama de fatores e são fundamentais na definição do impacto ambiental e no dimensionamento e projeto do sistema de tratamento dos efluentes.

Ávila et al (1995) comparam os principais processos de deposição de rejeitos argilosos (via úmida e por secagem) e as conseqüentes implicações sobre a capacidade de estocagem no reservatório e posterior recuperação ambiental. Para tanto, os autores relatam o caso de deposição de rejeitos finos de bauxita da Mineração Rio do Norte, em

Porto de Trombetas. Segundo estes autores, a deposição de rejeitos por via úmida tem sido questionada pelos seguintes aspectos:

- Aspecto econômico: a lama no reservatório é menos densa que os rejeitos ressecados e, portanto, exigem maiores volumes de reservatório;
- Aspecto ambiental: a superfície da lama exige mais tempo antes da recuperação ambiental;
- Aspecto técnico: a lama com água na superfície superior exige maior responsabilidade estrutural da barragem, que precisa ter dimensionamento equivalente a uma barragem para acumulação de água.

Adicionalmente, Ávila et al (1995) ressaltam que o potencial de dano de uma barragem de lama é muito maior que o de um depósito de rejeito ressecado.

Cabe ressaltar que nos depósitos de rejeitos ressecados, principalmente nos argilosos, a superfície favorece o acúmulo de água, fazendo com que a secagem ocorra por evaporação. Neste caso, o clima é um fator determinante de projeto. No Brasil, a forma de deposição de rejeitos por via úmida ainda é a mais usual, por ser considerada a mais econômica (Abrão, 1987), o que é contrário às afirmações de Ávila et al (1995).

2.4.1. Técnicas de Alteamento

O alteamento de barragens de rejeitos consiste em um método construtivo, geralmente empregado após o enchimento de reservatórios, com o objetivo de aumentar a vida útil dos mesmos. Neste método, em geral constroem-se pequenos diques de partida e procede-se ao lançamento de resíduos sobre o resíduo de fundação já existente.

Os métodos de alteamento de barragens de rejeitos são basicamente três: montante, jusante e linha do centro (Figura 2.6).

No método de alteamento a montante, o alteamento se processa com o deslocamento do eixo da barragem para montante. Este método possui restrições referentes à descarga dos rejeitos, e ao próprio processo construtivo. Entretanto, de acordo com Troncoso (1997), o método de alteamento a montante é o mais econômico, porque permite obter a menor razão entre volumes de areia/lama, é o mais simples, e o que exige menos espaço físico. Por estas razões, o método de alteamento a montante tem sido o mais utilizado pelas empresas mineradoras do Brasil.

Araújo (2006) questiona a segurança do método de montante. Segundo o autor, os alteamentos são realizados sobre materiais previamente depositados e não consolidados. Assim, sob condições saturadas e estado de compacidade fofo, os rejeitos tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade à liquefação por carregamentos dinâmicos e estáticos, quando arenosos.

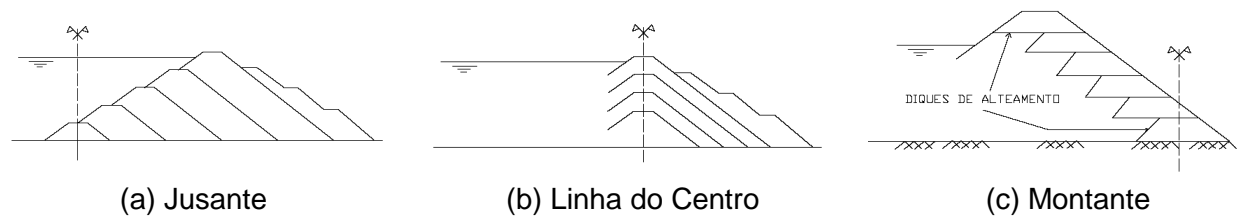


Figura 2.6. Técnicas de Alteamento

Troncoso (1997) ressalta a importância de estudos relativos à ruptura por percolação e *piping* dessas barragens, devido à pequena distância entre a lagoa de decantação e o talude de jusante. Para minimizar esses problemas, o autor sugere a utilização de sistemas de drenagem como por ex. tapetes drenantes, que controlam o aumento excessivo de poropressão, além de evitar o carreamento de material da água subterrânea.

Entretanto, Araújo (2006) lembra que o próprio sistema construtivo dificulta a implantação de sistemas de drenagens eficientes para controlar o nível d'água dentro da barragem, o que torna o método de montante deficiente do ponto de vista de estabilidade da barragem.

O método de jusante é iniciado com a construção de um dique de partida, com alteamento em direção a jusante, de maneira sucessiva até a cota de projeto. Este método apresenta vantagens em relação ao método de montante, sendo a principal o fato de não ser utilizado como material de suporte o próprio rejeito. Sendo assim, as condições de suporte dos diques subseqüentes podem ser melhoradas, o que resulta em uma barragem mais estável em relação à ruptura global e à ocorrência de *piping*, tendo em vista a maior facilidade de instalação da drenagem interna durante o processo construtivo.

A grande desvantagem apresentada neste método de alteamento é o espaço físico exigido durante o processo construtivo. Além disso, destaca-se o custo do material de empréstimo, já que o corpo da barragem necessita de maiores volumes de material.

No método da linha de centro, o deslocamento do eixo da barragem ocorre no mesmo alinhamento (vertical). Uma grande vantagem deste método, além da economia de espaço físico de implantação, e também de material de empréstimo (menor volume de material compactado), é a eficiente dissipação de poropressões, promovida pela drenagem interna em cada etapa de alteamento (Assis e Espósito, 1995).

Como desvantagem, Troncoso (1997) cita a ocorrência de possíveis fissuras no corpo da barragem, caso a parte superior do talude perca eventualmente o confinamento. Isto porque a face de montante da estrutura costuma apresentar ângulos muito inclinados, sujeitando a barragem a erosões e aumentos de poropressão.

A Tabela 2.3. compara os diferentes tipos de alteamento, levando-se em conta aspectos econômicos, construtivos, e questões relacionadas à estabilidade.

Tabela 2.3. Comparação entre as Técnicas de Alçamento (Adaptado de Campos, 1986)

Técnica	Vantagens	Desvantagens	Observações
Jusante	Menor probabilidade de ruptura interna	Custo mais elevado	O alçamento pode ser realizado com o próprio resíduo. No entanto, é mais comum o uso de materiais provenientes de áreas de empréstimo
	Superfície provável de ruptura passando sempre ao longo de material resistente e compactado	Menor aproveitamento da área disponível	
	Abatimento da linha freática, uma vez que se impõe um sistema de drenagem	Maior volume de material compactado	
Montante	Menor custo	Linha freática elevada	Aterro hidráulico com o próprio resíduo bombeado
	Maior velocidade de construção	Maior risco de ruptura por <i>piping</i>	
	Melhor aproveitamento da área	Superfície crítica passando por material de baixa resistência ao cisalhamento	Diques geralmente construídos com o resíduo escavado na periferia do lago
	Menor razão V_{areia}/V_{lama}	Dificuldade de implantação de sistema de drenagem eficiente	
Linha do Centro	Economia de espaço físico	Possibilidade de ocorrência de fissuras no corpo da barragem	É um caso particular do método de jusante
	Menor volume de material compactado		
	Drenagem interna eficiente		

2.4.2. Processo de Geração de Poropressões Durante o Lançamento de Resíduos

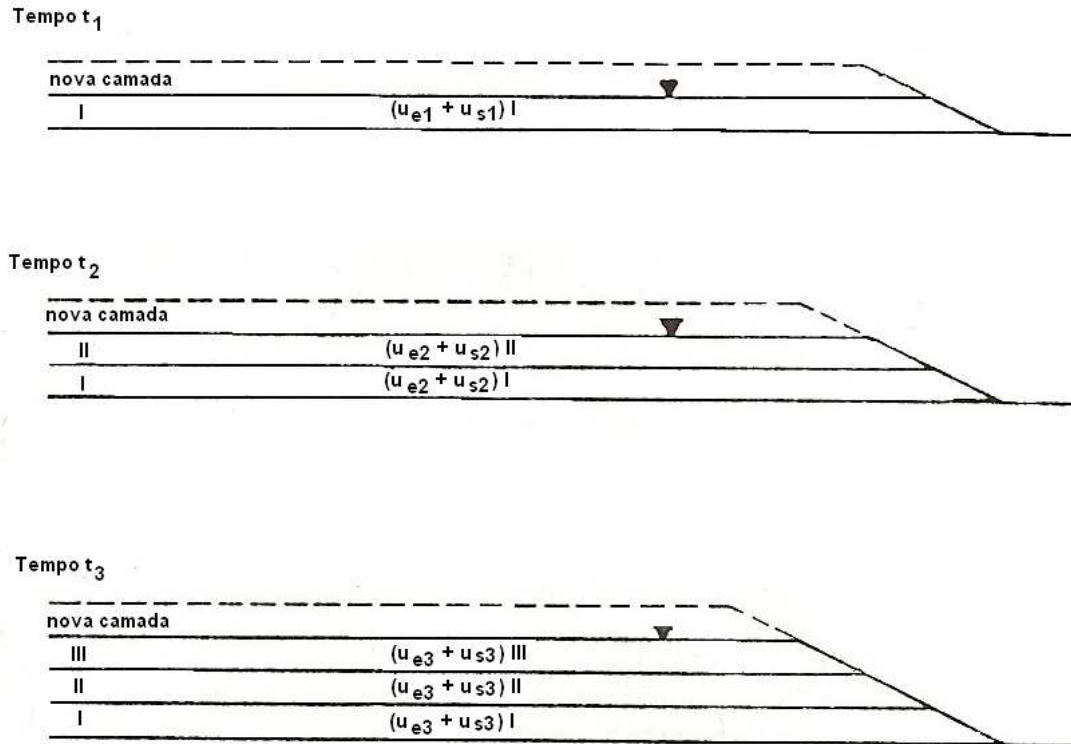
O processo de geração de poropressões durante o lançamento de resíduos é bastante complexo e de difícil determinação analítica. Vick (1983) descreve este processo como ilustrado na Figura 2.7.

Inicialmente, em um tempo t_1 , uma camada de resíduos é lançada instantaneamente, gerando excesso de poropressão na camada pré-existente (camada I), que deve ser somado à poropressão inicial.

Em um tempo t_2 , uma nova camada (II) é lançada. Neste instante, alguma dissipação do excesso de poropressão já ocorreu na camada I, em adição ao excesso de poropressão gerado pelo lançamento da camada II. Adicionalmente, há um aumento das poropressões hidrostáticas decorrentes da elevação do nível d'água para o topo da camada. O mesmo ocorre quando uma terceira camada é lançada, e assim sucessivamente.

No interior de cada camada e a cada etapa de lançamento, processos de geração e dissipação de poropressão ocorrem simultaneamente. Em virtude disso, torna-se difícil

estabelecer um procedimento para a previsão da distribuição das poropressões ao longo do tempo.



Legenda: u_e = excesso de poropressão; u_s = poropressão hidrostática

Figura 2.7. Processo de Geração de Poropressões Durante o Lançamento de Resíduos (Adaptado de Vick, 1983)

Mittal e Morgenstern (1976) descrevem uma solução originalmente desenvolvida por Gibson (1958), que mostra que a dissipação do excesso de poropressão é governada pela expressão $m^2 \cdot t / c_v$ onde m representa a razão de alteamento ou taxa de lançamento de resíduos (altura de lançamento/tempo), t é o tempo e c_v é o coeficiente de adensamento.

Em reservatórios de resíduos, os processos de consolidação e dissipação dos excessos de poropressão são, em geral, significativamente acelerados pela presença de drenagem de fundo, além da ocorrência de drenagem horizontal. Estes fatores introduzem uma complexidade adicional e são usualmente negligenciados nas análises, tornando as soluções existentes conservadoras.

Diante do exposto, fica clara a importância de instrumentação das distribuições de u_e ao longo do tempo de operação de reservatórios de resíduos, principalmente na fase que antecede a operação de alteamento a montante, quando o resíduo de fundação serve de suporte para a pilha de alteamento.

2.5. Ensaio de Campo em Depósitos de Resíduos

É indiscutível a importância de ensaios de campo na determinação das propriedades de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos solos. A rapidez de execução possibilita a realização de campanhas mais completas, ajustes e eventuais modificações no planejamento da investigação, refletindo economia e flexibilidade na investigação de campo em comparação com as metodologias convencionais de laboratório (Lancellota, 1995).

No caso específico de reservatórios de resíduos, serão apresentados dois ensaios de campo para a determinação das propriedades dos resíduos: o piezocone e o *penetrologger*.

O piezocone é aplicado na determinação dos parâmetros geotécnicos dos resíduos, permitindo o estudo do comportamento dos reservatórios em distintas fases de operação.

O *penetrologger* permite avaliar de forma simples e eficaz a densidade dos resíduos. Este ensaio é extremamente útil durante as etapas construtivas de alteamento de barragens de resíduos, pois algumas metodologias de controle da fase construtiva dos alteamentos são propostas com base em correlações entre as densidades e os parâmetros de resistência dos resíduos (Ribeiro e Albuquerque Filho, 2004).

2.5.1. Ensaio de Piezocone (CPTU)

Dentre as várias metodologias e técnicas de investigações geotécnicas *in situ*, indiretas e semi-diretas disponíveis, deve-se destacar os ensaios de piezocone, conhecido pela sigla CPTU (*Piezocone Penetration Test*). Este ensaio vem se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios de CPTU podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação das propriedades dos materiais, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações (Schnaid, 2000).

O Piezocone é uma variação do ensaio de cone (CPT). O emprego do ensaio de cone até meados dos anos 90 era voltado, de um modo geral, para projetos de plataformas marítimas, na prospecção de petróleo em águas profundas. Após este período, diversas pesquisas impulsionaram a sua utilização em projetos de fundações de obras convencionais, e hoje, na caracterização geotécnica de depósitos de resíduos moles.

O ensaio de piezocone difere do ensaio de cone convencional por permitir, além das medidas elétricas de q_c (resistência de ponta) e f_s (atrito lateral), o monitoramento das poropressões (u) geradas durante o processo de cravação de forma contínua.

O princípio do ensaio é bastante simples, consistindo na cravação, no terreno de uma ponteira cônica com 60° de ápice a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de 10cm^2 (Figura 2.8).

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são utilizados para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1,0m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. Programas computacionais permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*.

Nos ensaios de piezocone, o elemento filtrante para registro das poropressões durante a cravação pode estar localizado na ponta (u_1), na base (u_2) ou na luva (u_3) do cone. A escolha de uma posição em particular depende da aplicação dada às poropressões registradas no ensaio (Robertson et al, 1992; Chen et al, 1994).

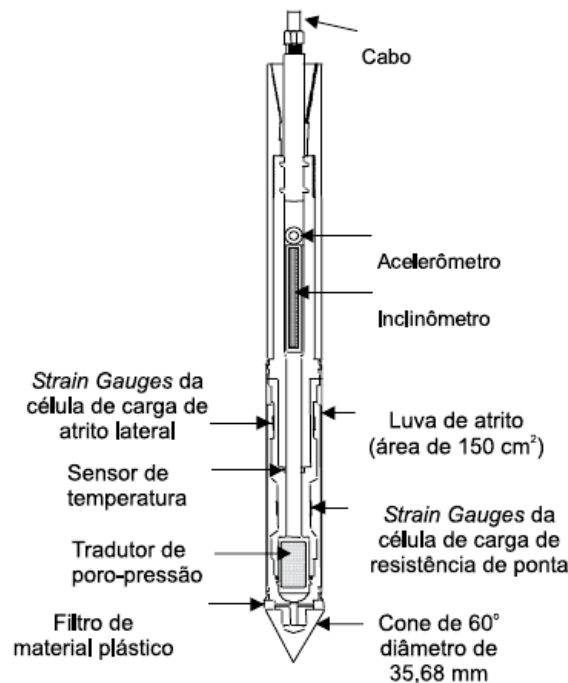


Figura 2.8. Piezocone (Davies e Campanella, 1995)

Para a definição da real resistência mobilizada no ensaio (q_t), faz-se necessária uma correção em função das poropressões medidas na base do cone (u_2), segundo a expressão (Campanella et al, 1982):

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad \text{Eq. 2-2}$$

Sendo:

$$a = \frac{A_n}{A_t} \quad \text{Eq. 2-3}$$

onde: A_n é a área do fuste do cone, e A_t é a área da ponta.

Esta correção é necessária, pois a área de contato do meio poroso não é toda a área da ponta A_t , devendo-se descontar a área A_n , correspondente ao fuste do cone, a qual não é considerada meio percolante.

Analogamente, procede-se à correção do atrito lateral:

$$f_t = f_s - \frac{u_2 \cdot A_{sb}}{A_l} + \frac{u_3 \cdot A_{st}}{A_l} \quad \text{Eq. 2-4}$$

onde: u_2 é a poropressão na base do cone, u_3 é a poropressão na luva do cone, e $A_{s,b}$, $A_{s,t}$ e A_l são, respectivamente, as áreas da base, do topo e lateral da luva de atrito.

O ensaio de piezocone é o mais utilizado no estudo do comportamento de barragens de resíduos. A razão para isso reside no fato deste ensaio fornecer, além da capacidade de carga de forma contínua ao longo da profundidade (pela razão de atrito), a dissipação e estabilização das poropressões. Adicionalmente, através de correlações, este ensaio pode ser utilizado na determinação de parâmetros de compressibilidade.

Diversos autores apresentaram propostas de classificação dos solos com base em resultados de ensaios de piezocone (Robertson e Campanella, 1983; e Robertson et al, 1986). Robertson e Campanella (1983) apresentam um ábaco que relaciona diretamente q_c x R_f , sendo R_f definido por:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad \text{Eq. 2-5}$$

De um modo geral, os solos argilosos apresentam valores de razão de atrito lateral bem superiores aos de resistência de ponta, o que permite admitir que a razão de atrito R_f é um dos indicativos do tipo de solo. A Figura 2.9(a) apresenta o ábaco proposto por estes autores. Nota-se que as camadas de areia são identificadas por valores de q_c relativamente elevados, combinados a valores de R_f da ordem de 1%.

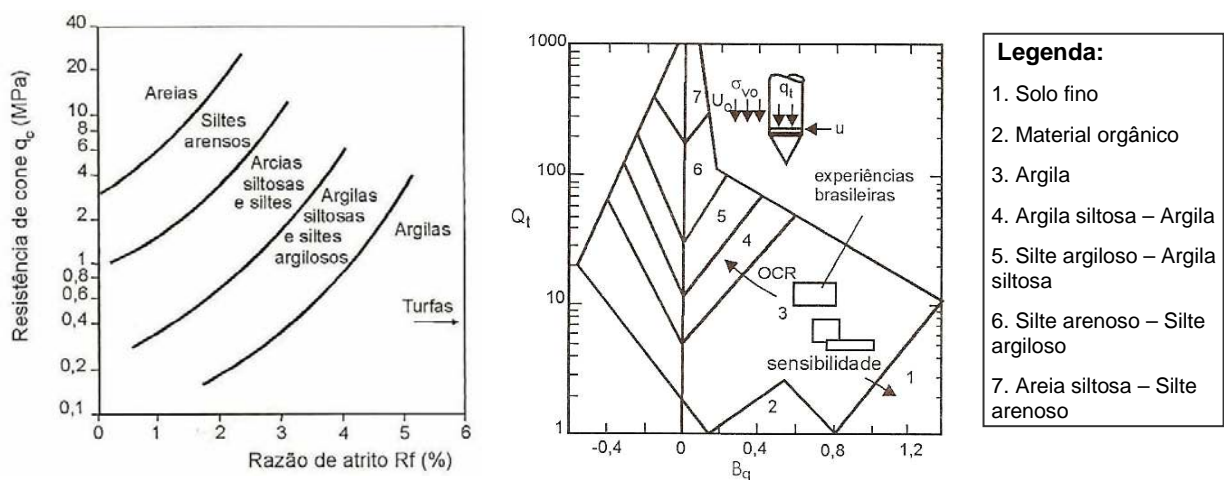


Figura 2.9. Propostas de classificação dos solos a partir de ensaios de piezocone

Robertson et al (1986) propõem um ábaco de classificação dos solos (Figura 2.9b), correlacionando a resistência de ponta corrigida (q_t) e o parâmetro (B_q) definidos como:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad \text{Eq. 2-6}$$

$$Q_T = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Eq. 2-7}$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad \text{Eq. 2-8}$$

Onde: a é um coeficiente determinado através de calibração, u_2 é a poropressão medida durante a penetração, u_0 é a poropressão inicial (igual à estabilizada) e σ_{vo} é a tensão vertical total.

As propostas de classificação dos solos, apresentadas anteriormente, têm se mostrado satisfatórias para a classificação de solos sedimentares brasileiros (Quaresma et al, 1996), porém não foram ainda testadas de forma sistemática em solos residuais e em resíduos.

Os coeficientes de adensamento horizontal (c_h) e vertical (c_v) podem ser estimados a partir da interpretação de ensaios de dissipação do excesso de poropressão gerados durante a cravação do piezocone no solo.

O processo de dissipação pode ser convenientemente expresso através de um fator tempo adimensional T^* (Houlsby e Teh, 1988):

$$c_h = \frac{T^* \cdot R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad \text{Eq. 2-9}$$

Sendo: R o raio do piezocone (função do equipamento utilizado), t o tempo de dissipação (normalmente adotado como $t_{50\%}$), I_r o índice de rigidez ($=G/S_u$), G o módulo de cisalhamento do solo, S_u a resistência ao cisalhamento não drenada e T^* o fator tempo adimensional, função da porcentagem de adensamento e da posição do elemento filtrante (Houlsby e Teh, 1988)

Schnaid (2000) propõe o seguinte procedimento para determinação de t_{50} , a partir dos dados fornecidos pelo ensaio de dissipação do piezocone (Figura 2.10):

1. Determinação da pressão hidrostática (u_0) na profundidade de ensaio;
2. Determinação do valor médio entre a poropressão inicial u ($t=0$) e a hidrostática (u_0) suposta constante ao longo do tempo, desde que não ocorra variação do nível d'água.
3. Determinação de t_{50} que corresponde ao tempo correspondente ao valor médio de poropressão, obtido em (2).

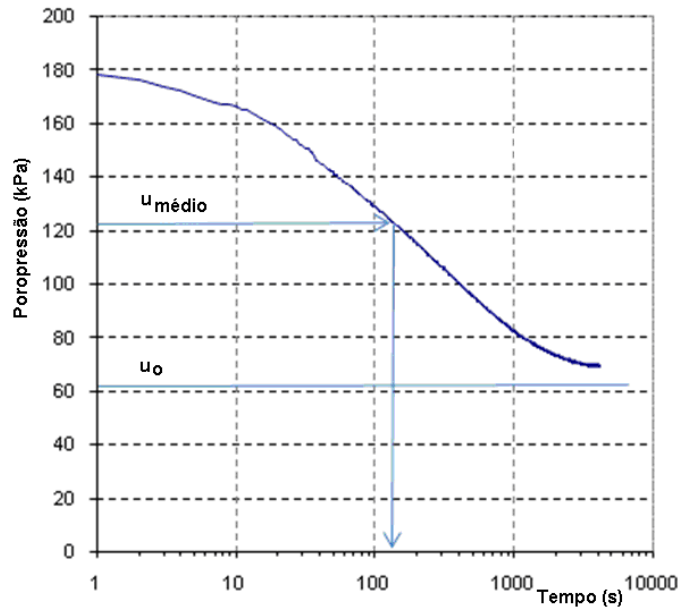


Figura 2.10. Resultado Típico de um Ensaio de Dissipação

Conhecido o valor de t_{50} , determina-se o valor de c_h pela Eq. 2-9. Schnaid (2000) comenta que os valores de c_h obtidos por este procedimento correspondem à faixa pré-adensada, uma vez que, durante a penetração, o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformações, comportando-se como um solo em recompressão (Baligh, 1986; Baligh e Levadoux, 1986). A abordagem semi-empírica, proposta por Jamiolkowski et al (1985), permite estimar a magnitude do coeficiente de adensamento horizontal c_h , na faixa normalmente adensada a partir da Eq. 2-10:

$$c_{hNA} = \frac{C_R}{C_c} \cdot c_h(\text{Piezocone}) \quad \text{Eq. 2-10}$$

Onde: C_R e C_c são os índices de recompressão e compressão, respectivamente.

O valor do coeficiente de adensamento vertical na condição de normalmente adensado c_{vNA} pode ser obtido através da expressão:

$$c_{vNA} = \frac{k_v}{k_h} c_{hNA} \quad \text{Eq. 2-11}$$

sendo a anisotropia de permeabilidades horizontal e vertical (k_h/k_v) apresentada na Tabela 2.4 (Jamiolkowski et al, 1985).

Tabela 2.4. Razão de permeabilidades em argilas (Jamiolkowski et al, 1985)

Natureza da argila	k_h/k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

O coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) pode ser estimado a partir da equação 2-11, sendo função do coeficiente de adensamento c_v , do módulo de variação volumétrica m_v e do peso específico da água γ_w .

$$k_v = c_v \cdot m_v \gamma_w \quad \text{Eq. 2-12}$$

Para a estimativa de m_v , faz-se uso de correlações do ensaio de piezocone, segundo a equação 2-13. Esta correlação baseia-se em um parâmetro empírico α e na resistência de ponta do cone q_c . O valor α é função das características do depósito, e pode ser definido a partir da Tabela 2.5, proposta por Mitchell e Gardner (1975). A resistência de ponta é fornecida diretamente pelo ensaio de piezocone.

$$m_v = \frac{1}{\alpha \cdot q_c} \quad \text{Eq. 2-13}$$

Tabela 2.5. Estimativa de α em função de q_c (Mitchell e Gardner, 1975)

Tipo de Solo	Resistência de ponta (q_c)	α
Argila de baixa plasticidade	$q_c < 700\text{kPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$700\text{kPa} < q_c < 2\text{MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c < 2\text{MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
Siltes de baixa plasticidade	$q_c < 2\text{MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c < 2\text{MPa}$	$1 < \alpha < 3$
Siltes e argilas plásticas	$q_c < 2\text{MPa}$	$2 < \alpha < 6$
Siltes orgânicos	$q_c < 1,2\text{MPa}$	$2 < \alpha < 8$
Argilas orgânicas e turfas	$50\% < w < 100\%$	$1,5 < \alpha < 4$
	$q_c < 700\text{MPa}$ $100\% < w < 200\%$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200\%$	$0,4 < \alpha < 1$

A partir dos resultados dos ensaios de piezocone, é possível a obtenção de outros parâmetros geotécnicos, como a resistência ao cisalhamento não drenada (Aas et al, 1986), a razão de pré-adensamento (Mitchell e Masood, 1994), o módulo de deformabilidade (Duncan e Buchignani, 1976), entre outros. Neste Capítulo, foram apresentados apenas os métodos para a determinação dos parâmetros necessários às análises numéricas.

2.5.2. Penetrologger

Tanto a construção de barragens de contenção de rejeitos, quanto o lançamento por via úmida de resíduos no interior de reservatórios implicam na formação de depósitos com comportamento geotécnico complexo, exigindo o conhecimento das características

geotécnicas do rejeito, particularmente a resistência ao cisalhamento, a deformabilidade e a permeabilidade.

Ribeiro e Assis (2002) comentam que algumas metodologias de controle de execução de barragens de rejeitos têm sido propostas, estabelecendo correlações entre os parâmetros de resistência e a densidade dos rejeitos constituintes dos depósitos (Espósito, 2000). Com base nessas metodologias, podem-se verificar as mudanças no comportamento da estrutura e quantificar as variações nos parâmetros geotécnicos durante a formação do depósito pela deposição via úmida.

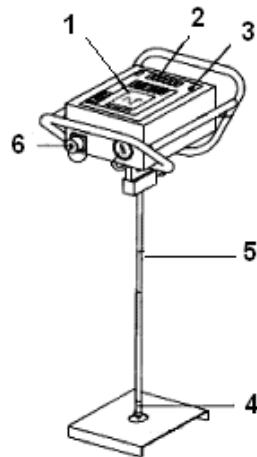
Contudo essa avaliação tende a apresentar problemas associados às metodologias usuais de determinação da densidade, principalmente no caso de depósitos arenosos (frasco de areia e cilindro de cravação). Neste contexto, o *penetrologger* aparece como um ensaio promissor na rotina de monitoramento de campo de depósitos de resíduos.

O *penetrologger* consiste em um pequeno cone estático que permite a determinação da resistência de ponta até uma profundidade de 80cm. Este equipamento foi desenvolvido especialmente para medir a resistência à penetração de uma sonda de pequenas dimensões cravada com uma velocidade constante no solo. Posteriormente, a adoção de um dispositivo de armazenamento de medidas permitiu maior autonomia para a realização de extensas campanhas de campo (Shanker, 2000).

A cravação do equipamento é realizada manualmente, dispensando os complexos sistemas de cravação dos aparelhos mais sofisticados. Durante todo o ensaio, a velocidade de penetração é controlada, podendo ser mantida constante e, em geral igual a 2 cm/s, através de uma placa de reflexão.

O equipamento completo consiste de um jogo de hastes com quatro cones de diferentes diâmetros e ângulos de inclinação de ponta e de um sistema de controle conectado a uma célula de medição de carga (Figura 2.11). O sistema de controle é composto por uma tela ajustável de LCD (1), um painel de controle (2) e um nível (3). O cone (4) é parafusado na extremidade inferior da haste (5). Além disso, o equipamento pode ser acoplado a um computador através de um cabo porta de comunicação (6).

Ribeiro e Albuquerque Filho (2004) apresentam o *penetrologger*, atestando a sua aplicabilidade através da realização conjunta de ensaio com o CPTU. Os autores observaram pequena interferência da cravação manual do *penetrologger* na magnitude da resistência de ponta medida. Adicionalmente, os autores destacam a grande potencialidade do equipamento na determinação da densidade *in situ* das barragens de rejeitos alteadas com a técnica do aterro hidráulico. A facilidade de operação do equipamento, a rapidez e o baixo custo dos ensaios constituem as principais razões para a popularização do equipamento na rotina das empresas mineradoras.



LEGENDA:

1. Tela ajustável de LCD
2. Painel de controle
3. Nível
4. Cone
5. Haste
6. Cabo porta de comunicação

Figura 2.11. Penetrologger

2.6. Previsão do Processo de Adensamento

A teoria clássica de adensamento de Terzaghi (1943) se restringe aos casos em que as deformações são infinitesimais, o que pressupõe considerar a distância de drenagem constante durante o processo de adensamento. No entanto, quando ocorrem grandes deformações, a distância de drenagem diminui significativamente com o tempo, e, como conseqüência, o adensamento ocorre em um tempo menor do que o previsto pela teoria clássica (Mikasa, 1965; Gibson et al, 1967; Lee e Sills, 1979; Martins e Abreu, 2002).

Os erros resultantes dessa consideração são desprezíveis nos casos de recalques em que as deformações são pequenas. No entanto, em casos de aterros sobre solos compressíveis, estes erros podem ser significativos.

2.6.1. Correção da Teoria de Terzaghi considerando Grandes Deformações

Olson e Ladd (1979) afirmam que, no caso de grandes deformações, os erros cometidos com o uso da teoria clássica podem ser minorados usando-se um valor médio constante para a distância de drenagem:

$$H_d = H_{od} - \frac{\rho}{2n} \quad \text{Eq. 2-14}$$

Sendo: H_d a distância de drenagem inicial, ρ o recalque a tempo infinito e n o número de faces drenantes.

Martins e Abreu (2002) propõem uma solução aproximada para o adensamento unidimensional envolvendo grandes deformações, utilizando-se a teoria de Terzaghi por etapas. A solução proposta diz respeito apenas à influência do encurtamento do caminho de drenagem sobre a velocidade de adensamento, e será descrita no item subsequente.

2.6.1.1. Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações (Martins e Abreu, 2002)

Martins e Abreu (2002) propuseram uma solução aproximada para cálculo do recalque considerando grandes deformações. Levando-se em consideração que o tempo de adensamento é diretamente proporcional ao quadrado da distância de drenagem, é de se esperar que, sob grandes deformações, os tempos de adensamento sejam inferiores aos previstos pela teoria clássica, mantendo-se o valor de c_v constante. Na teoria clássica, não se considera a diminuição da distância de drenagem que ocorre com a evolução do adensamento. Assim, espera-se que os erros cometidos na previsão dos recalques com o tempo pelo uso da teoria clássica sejam tão maiores quanto maiores forem as deformações.

Os autores propõem uma correção do Fator tempo (T) para incorporar as variações da espessura da camada (H) e conseqüentemente do comprimento de drenagem (H_d) que não podem ser desprezadas durante o processo. Assim sendo, a espessura da camada em um determinado período deve ser computada considerando-se a espessura média; isto é (Figura 2.12):

$$\bar{H}_t = \frac{H_o + H_t}{2} = \frac{H_o + (H_o - \rho_t)}{2} \quad \text{Eq. 2-15}$$

onde H_o e H_t = espessura inicial e final da camada, ρ_t = recalque no tempo t.

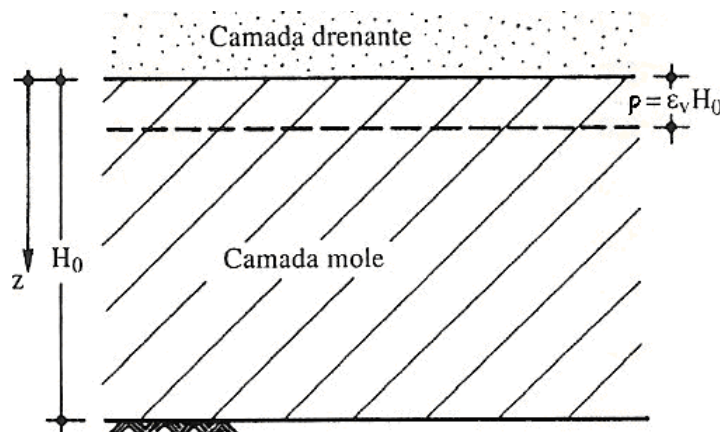


Figura 2.12. Adensamento unidimensional de uma camada de solo mole

Considerando que o recalque total decorrente de um carregamento ($\Delta\sigma$), possa ser expresso como:

$$\rho = \epsilon_v \cdot H_o \quad \text{Eq. 2-16}$$

onde: ϵ_v é a deformação específica vertical total associada a um carregamento $\Delta\sigma$. E que o recalque em função do tempo seja dado por:

$$\rho_t = \bar{U}(t) \rho = \bar{U}(t) \epsilon_v \cdot H_o \quad \text{Eq. 2-17}$$

Tem-se que a espessura média da camada em um determinado tempo seja dada por

$$\bar{H}_t = \frac{2H_o - \bar{U}(t) \varepsilon_v H_o}{2} = H_o - \frac{\bar{U}(t)}{2} \varepsilon_v H_o \quad \text{Eq. 2-18}$$

Alternativamente a equação acima pode ser expressa em termos de comprimento de drenagem:

$$\bar{H}_{dt} = \frac{H_o - \frac{\bar{U}(t)}{2} \varepsilon_v H_o}{n} = H_{do} - \frac{\bar{U}(t)}{2} \varepsilon_v H_{do} \quad \text{Eq. 2-19}$$

Onde: n é o numero de faces drenantes.

Pela teoria clássica de adensamento de Terzaghi, a previsão do recalque para um dado tempo t é feita a partir da relação entre a porcentagem média de adensamento e o fator tempo T. Assim sendo, as variações da espessura da camada durante o processo de adensamento podem ser incorporadas corrigindo-se o fator tempo, a ser definido por:

$$T^* = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} = \frac{c_v \cdot t}{\left[H_{do} - \frac{\bar{U}}{2} \varepsilon_v H_{do} \right]^2} = \frac{c_v \cdot t}{H_{do}^2} \frac{1}{\left[1 - \frac{\bar{U}}{2} \varepsilon_v \right]^2} = \frac{T}{\left[1 - \frac{\bar{U}}{2} \varepsilon_v \right]^2} \quad \text{Eq. 2-20}$$

onde: c_v é o coeficiente de adensamento vertical e H_{do} é a altura de drenagem inicial.

A partir desta abordagem, os autores construíram uma tabela com valores de fator tempo modificados T^* (Tabela 2.6) a partir de um processo incremental que leva em consideração o efeito da diminuição da distância de drenagem.

Tabela 2.6. Valores de \bar{U} x T^* (Martins e Abreu, 2002)

$\bar{U}\%$	T	T^* ($\varepsilon_v = 10\%$)	T^* ($\varepsilon_v = 20\%$)	T^* ($\varepsilon_v = 30\%$)	T^* ($\varepsilon_v = 40\%$)	T^* ($\varepsilon_v = 50\%$)	T^* ($\varepsilon_v = 60\%$)	T^* ($\varepsilon_v = 70\%$)	T^* ($\varepsilon_v = 80\%$)
5	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
10	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,007	0,007	0,007
15	0,017	0,017	0,016	0,016	0,016	0,015	0,015	0,015	0,015
20	0,031	0,030	0,029	0,029	0,028	0,027	0,026	0,026	0,025
25	0,049	0,047	0,046	0,044	0,043	0,041	0,040	0,038	0,037
30	0,071	0,068	0,065	0,063	0,060	0,058	0,055	0,053	0,050
35	0,096	0,092	0,087	0,083	0,079	0,075	0,071	0,068	0,064
40	0,126	0,119	0,113	0,107	0,101	0,095	0,089	0,084	0,079
45	0,159	0,150	0,141	0,132	0,123	0,115	0,108	0,100	0,093
50	0,196	0,183	0,171	0,159	0,148	0,137	0,127	0,117	0,107
55	0,238	0,221	0,205	0,189	0,174	0,160	0,146	0,134	0,121
60	0,286	0,264	0,242	0,223	0,202	0,184	0,167	0,151	0,135
65	0,340	0,311	0,283	0,259	0,233	0,210	0,188	0,168	0,149
70	0,403	0,366	0,331	0,299	0,266	0,237	0,210	0,185	0,162
75	0,477	0,429	0,385	0,344	0,304	0,267	0,234	0,203	0,175
80	0,567	0,506	0,449	0,397	0,347	0,301	0,260	0,222	0,188
85	0,684	0,605	0,531	0,463	0,399	0,342	0,290	0,243	0,202
90	0,848	0,741	0,642	0,552	0,468	0,393	0,327	0,268	0,217
95	1,129	0,973	0,829	0,699	0,580	0,475	0,382	0,302	0,236
99	1,781	1,504	1,251	1,026	0,823	0,646	0,496	0,370	0,268

2.6.1.2. O Efeito da Submersão de Aterros

A submersão traduz-se em um alívio ao longo do tempo da carga efetivamente aplicada devido ao empuxo d'água que passa a atuar na parte do aterro que submerge.

Admitindo-se que um aterro extenso tenha sido construído sobre uma camada de solo mole, com nível d'água coincidente com a superfície do terreno, o acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma$) transmitido à camada será:

$$\Delta\sigma = \gamma \cdot h \quad \text{Eq. 2-21}$$

Sendo: γ e h iguais ao peso específico e à altura do aterro, respectivamente.

De acordo com a teoria de adensamento, o acréscimo de tensão vertical total se transformará em acréscimo de tensão efetiva ($\Delta\sigma'$) em longo prazo, e o recalque será determinado pela curva do ensaio oedométrico para esta variação da tensão efetiva.

No entanto, ao final do adensamento, a submersão do aterro provocará uma redução no acréscimo de tensão efetiva, ou seja, o incremento de tensão vertical, estimado pela eq. 2-21, será maior do que o incremento real, estimado por (Martins e Abreu, 2002):

$$\Delta\sigma' = \gamma \cdot (h - \rho) + \gamma_{\text{sub}} \cdot \rho \quad \text{Eq. 2-22}$$

Onde: γ_{sub} é o peso específico submerso do aterro.

Este problema pode ser resolvido iterativamente, calculando-se em uma 1ª iteração o recalque admitindo que todo o acréscimo de tensão vertical total se transforme em acréscimo de tensão efetiva. Nas iterações subseqüentes, considera-se o efeito da submersão, descontando-se o valor do recalque, como indica a Eq. 2-22. O processo iterativo termina quando na n-ésima iteração, a diferença entre ρ_n e ρ_{n+1} for menor do que uma dada tolerância, por exemplo, 1% (Martins e Abreu, 2002).

2.6.2. Método de Asaoka

O método de Asaoka (1978) foi desenvolvido com o objetivo de prever o recalque final e os coeficientes de adensamento vertical e horizontal, a partir dos resultados de placas de recalque instaladas no campo. De acordo com Almeida (1996), este método não impõe restrições quanto a variações dos coeficientes de compressibilidade e permeabilidade ao longo do tempo, uma vez que utiliza informações de campo. No entanto, o método de Asaoka admite coeficiente de adensamento constante durante o processo de adensamento.

O método de Asaoka consiste em um processo gráfico. Neste método, a curva tempo vs recalque é subdividida em intervalos de tempo (Δt) iguais e os valores de recalque (ρ) no tempo i (ρ_i) são plotados em função dos recalques no tempo $i+1$ (ρ_{i+1}) como indica a Figura 2.13. Observa-se que, no tempo infinito, os valores de ρ_i e ρ_{i+1} são iguais. A interseção da reta R com a bissetriz dos eixos cartesianos fornece o valor do recalque final.

Adicionalmente, a inclinação da reta que melhor se ajusta aos resultados de campo (β_1) também pode ser usada para estimativa do coeficiente de adensamento (Almeida, 1996). O método gráfico de Asaoka pode ser estendido para casos de construção em etapas e incorporação da parcela de compressão secundária (Magnan e Deroy, 1980).

Para a utilização segura do método de Asaoka, são necessários registros de placas de recalque com magnitudes de, pelo menos, 60% do valor do recalque final (Almeida, 1996).

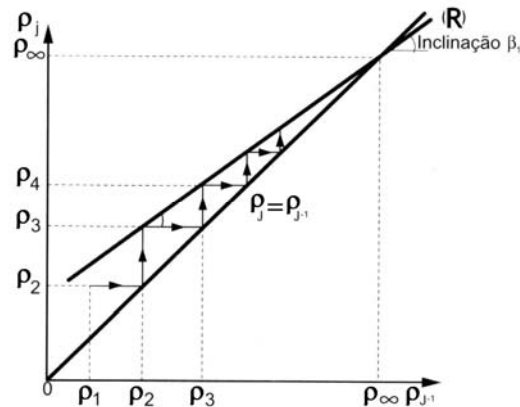


Figura 2.13. Método Gráfico de Asaoka (Almeida, 1996)

2.7. Comentários Finais

O presente capítulo apresentou a caracterização geotécnica de resíduos de bauxita, as diferentes técnicas de alteamento de barragens de resíduos, o problema do adensamento de grandes deformações e os principais ensaios de campo executados em barragens de resíduos.

Diante do exposto, fica clara a complexidade do problema de alteamento de barragens de resíduos, tendo em vista a variabilidade dos parâmetros geotécnicos do resíduo ao longo do tempo, em função de processos simultâneos de adensamento e sedimentação.

Adicionalmente, o lançamento de resíduos no reservatório implica em uma situação de geração e dissipação de excessos de poropressão bastante complexa, ressaltando a importância de um conhecimento das poropressões a partir de instrumentação de campo, em uma etapa que antecede o alteamento a montante.

O comportamento de barragens de resíduos durante a fase de alteamento a montante tem sido estudado a partir de uma série de hipóteses simplificadoras, que em geral conduzem a estimativas conservadoras. Destaca-se aqui, a importância das análises numéricas no estudo do comportamento de barragens de resíduos e na busca de um modelo representativo do comportamento deste material.

3. Descrição das Áreas em Estudo

3.1. Introdução

O presente capítulo apresenta uma breve descrição das áreas de resíduo de bauxita da ALUMAR, com ênfase nas áreas 2 e 3, que serão analisadas no presente trabalho.

A Fábrica de Alumínio da ALUMAR, localizada na cidade de São Luis, no estado do Maranhão deposita o resíduo de bauxita, gerado pelo processo Bayer, em áreas de resíduo impermeabilizadas e dotadas de um sistema de drenagem de fundo, que funcionam em circuito fechado com a Refinaria.

Inicialmente, estas áreas recebem os resíduos pela técnica convencional via úmida (*wet disposal*). Após o completo enchimento, as áreas passam a receber os resíduos pela técnica de alteamentos a montante (*upstream stacking*), aumentando, assim, a vida útil dos reservatórios, como mostra a Figura 3.1.

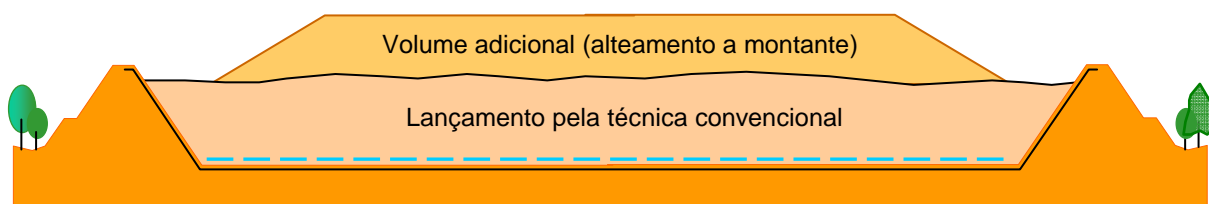


Figura 3.1. Ganho de volume pela técnica de alteamento a montante

A Figura 3.2 mostra uma vista geral das áreas de deposição de resíduos. As áreas 1, 2, 3 e 4 já foram construídas e apresentam as mesmas características técnicas. Atualmente, as áreas 1 e 2 já se encontram reabilitadas. A área de resíduos 3 está em fase de operação pelo método *upstream*, e a área de resíduos 4 opera com a técnica *wet disposal*. A Tabela 3.1 detalha as diferentes fases de operação destas áreas.

A metodologia adotada no presente trabalho consiste na reprodução do alteamento da área 2, que dispõe de registros de deslocamentos verticais da pilha e horizontais dos diques, e posterior simulação do comportamento da área 3.

O presente capítulo apresenta, também, os resultados da instrumentação de deslocamentos horizontais e verticais da área de resíduos 2.

Ressalta-se que as áreas 2 e 3 são similares quanto ao processo construtivo e comportamento do resíduo. Desta forma, a partir da escolha adequada do modelo constitutivo e dos parâmetros do resíduo que permitam a reprodução satisfatória do

comportamento da área de resíduos 2, será realizada a previsão do comportamento da área 3 durante a operação do *upstream*.

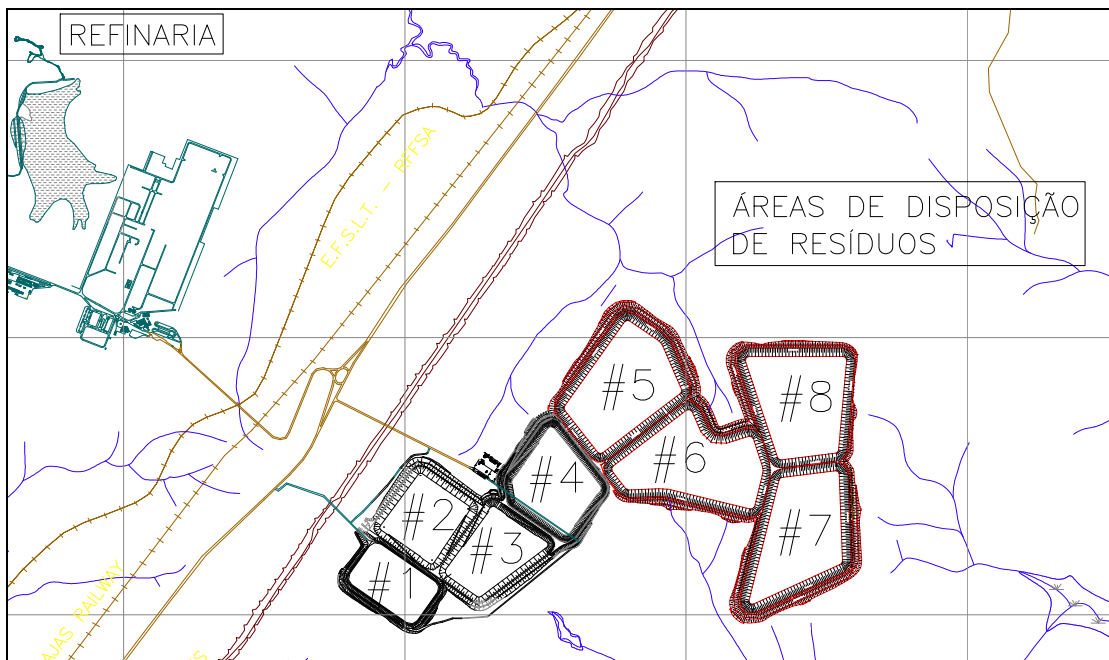


Figura 3.2. Localização das Áreas de Deposição de Resíduos

Tabela 3.1. Fases de Operação das Áreas de Resíduos

FASE	Descrição
Construção	Período de execução das obras civis (diques de contenção, galeria)
Pré-Operação	Período compreendido entre a entrega da obra e o início de lançamento de água de processo
Operação com Água	Período em que a área está recebendo a água de processo proveniente de outra área em final de operação
Operação com Resíduo pelo Método Convencional (Downstream)	Período em que o resíduo está sendo lançado pelo método de <i>wet-disposal</i> no interior dos diques artificiais
Preparação para Lançamento de Resíduo por Upstream Stacking	Período em que a área não recebe resíduo, aguardando condições de ressecamento da superfície para início do processo de alteamento
Operação de Lançamento de Resíduo por <i>Upstream Stacking</i>	Período em que o depósito está sendo alteado por <i>upstream stacking</i> , com o resíduo lançado por <i>wet disposal</i> e a água vertendo para outra área
Pós-Operação	Período após o término do <i>upstream stacking</i> , em que a área aguarda o início da reabilitação
Reabilitação	Fase de execução da cobertura superficial, do plantio e do crescimento da vegetação e da implantação da drenagem superficial

3.2. Área de Resíduos 2

A área de resíduos 2, com capacidade de armazenamento de aproximadamente $4.000.000\text{m}^3$, ficou em operação pela técnica convencional de Outubro de 1990 a Dezembro de 1997. A partir desta data, iniciou-se o lançamento na área de resíduos 3. O intervalo entre os lançamentos pela técnica convencional e pela técnica de alteamento a montante é fundamental para que ocorra o ressecamento e o adensamento do resíduo de fundação, com conseqüente ganho de resistência.

Em Maio de 2000, iniciou-se o alteamento a montante, com a construção do 1º dique. Lançamentos subseqüentes foram realizados até Fevereiro de 2005, atingindo uma altura de 5,20m. A partir daí, o lançamento de resíduos na área 2 foi encerrado, em função da necessidade de iniciar o processo de reabilitação.

A Figura 3.3 apresenta a seção transversal típica da área de resíduos 2, composta tipicamente por 3 tipos de materiais distintos:

- Material 1: dique original constituído de solo compactado;
- Material 2: camada de 15,00m de resíduo lançado pela técnica *wet disposal*, em processo de adensamento durante o alteamento a montante;
- Material 3: camada de 5,20m de resíduo lançado pela técnica *upstream*.

A Figura 3.4 apresenta uma foto da área 2 após o alteamento, onde se podem distinguir os diferentes alteamentos e o dique de partida (dique inicial).

No presente trabalho, o alteamento da área 2 foi resumido em 5 etapas consecutivas de lançamento de resíduo e tempo de consolidação, reunidas na Tabela 3.2. O objetivo foi reproduzir da forma mais fiel possível as etapas construtivas de campo.

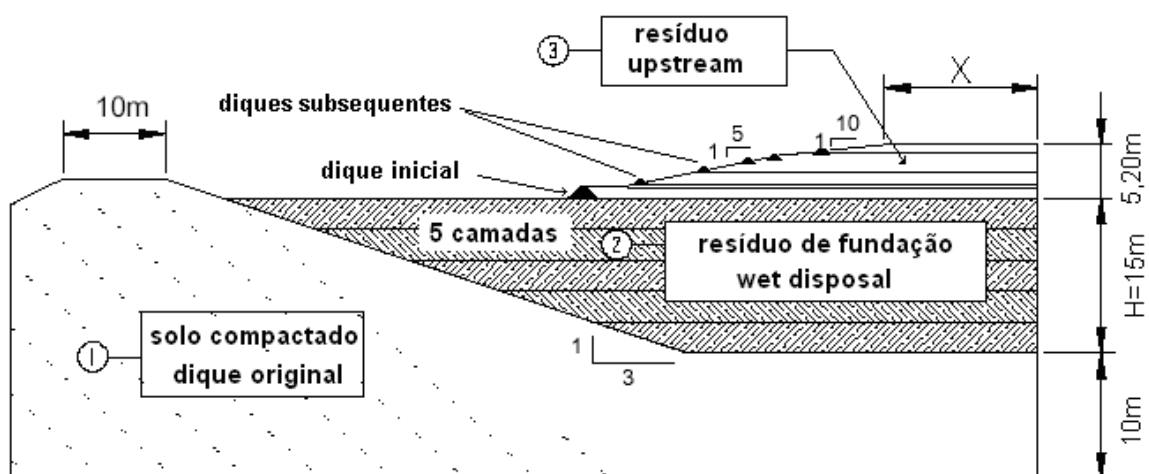


Figura 3.3. Seção Típica da Área de Resíduos de Bauxita 2 (Adaptada de Bedin, 2006)



Figura 3.4. Área de Resíduos 2 durante o alteamento a montante (Costa Filho et al, 2006)

Tabela 3.2. Etapas do Alteamento da Área de Resíduos 2

Etapa	Espessura da camada (m)	Tempo (dias)	
		Lançamento	Consolidação
1 ^a	1,00	120	240
2 ^a	0,40	60	30
3 ^a	1,20	180	210
4 ^a	1,80	240	180
5 ^a	0,80	240	2100
	5,20		

Durante a fase de alteamento a montante, os registros de deslocamentos horizontais e verticais foram monitorados a partir de marcos superficiais e placas de recalque, distribuídos ao longo da área, como esquematizado na Figura 3.5. A instrumentação consistiu de:

- 18 marcos superficiais, instalados sobre o dique do 1^o alteamento, para registro dos deslocamentos horizontais;
- 11 placas de recalque, instaladas no topo do resíduo de fundação (material 2), para registro dos recalques decorrentes da sobrecarga imposta pela execução da pilha de *upstream*.

Os deslocamentos horizontais registrados através dos marcos superficiais estão apresentados na Figura 3.6, para os diferentes diques. Os deslocamentos horizontais ocorreram no sentido da pilha e são decorrentes, provavelmente, de recalques na pilha de resíduos. De um modo geral, os deslocamentos horizontais situam-se na faixa dos 50mm, sendo o valor máximo de 170mm, registrado no MS-14, localizado no dique Sul.

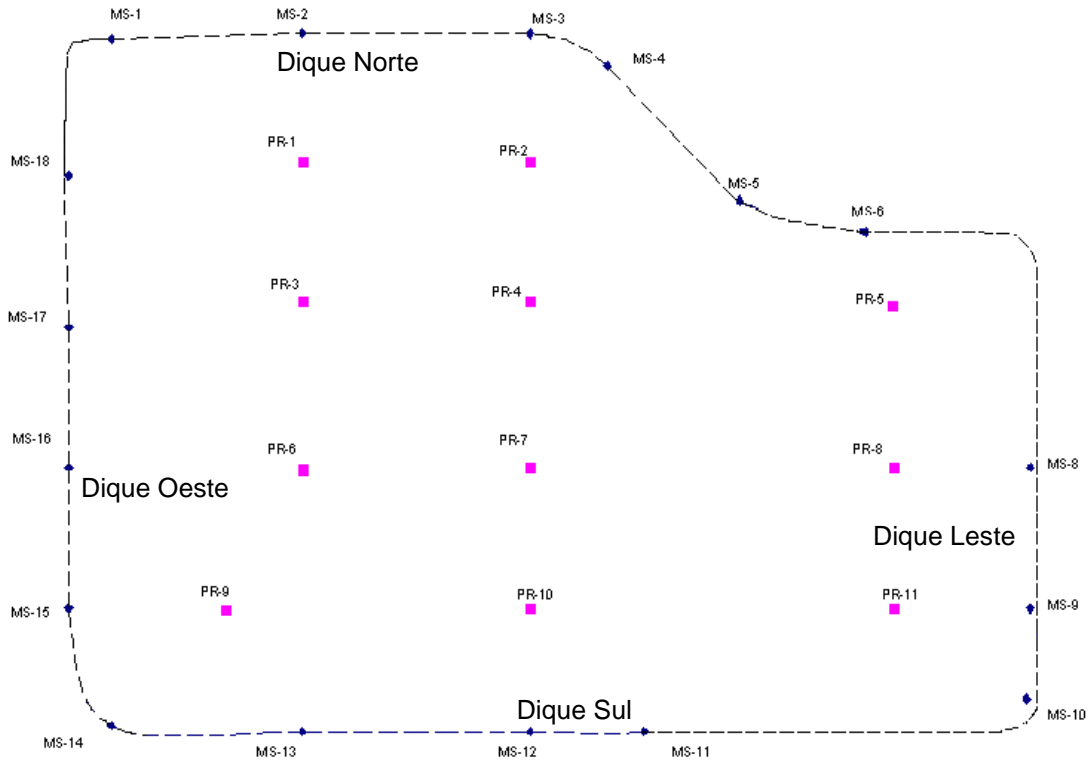


Figura 3.5. Localização dos Marcos Superficiais e Placas de Recalque: Área 2

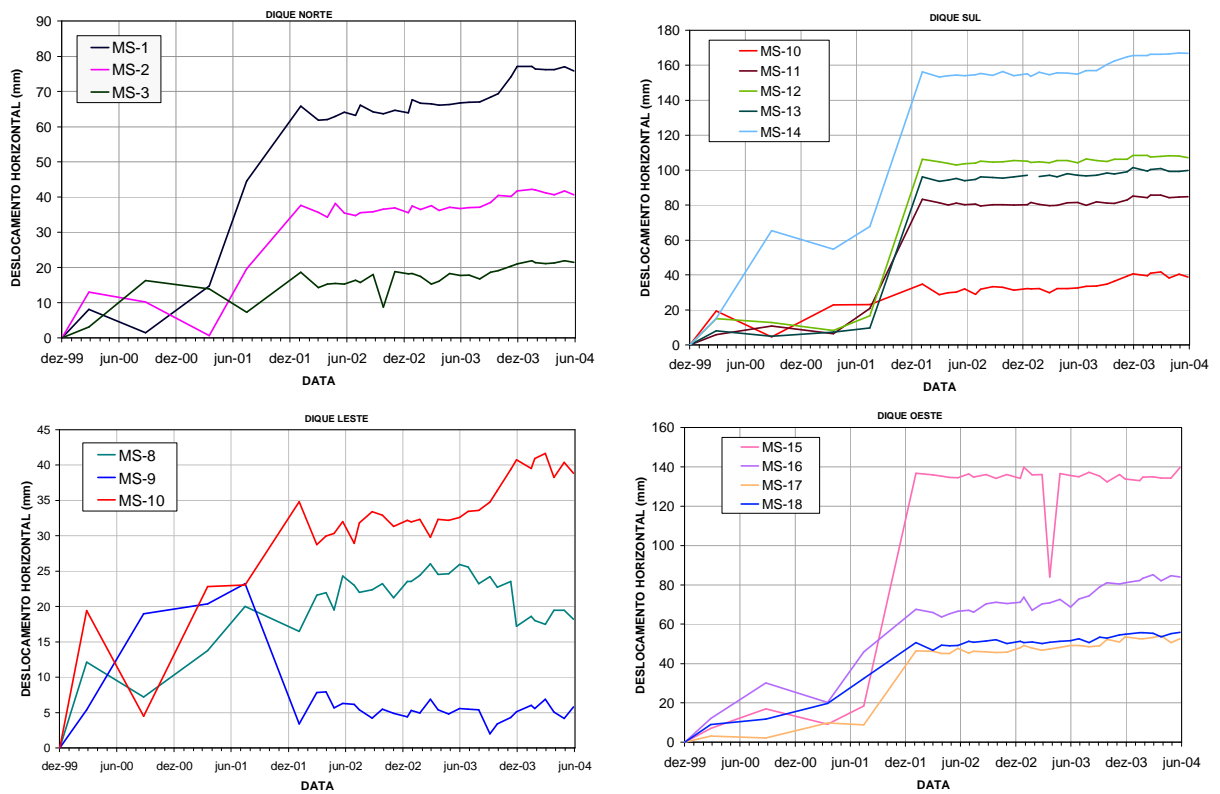


Figura 3.6. Registros dos marcos superficiais nos diferentes diques (Costa Filho et al, 2006)

Os recalques medidos nas placas de recalque situadas no topo do resíduo do alteamento estão apresentados na Figura 3.7. Pode-se observar que os valores de recalque situam-se na faixa de 300mm (PR-10) a 500mm (PR-9), antes da implantação da cobertura. A forma das curvas indica um crescimento ao longo do tempo, sem tendência de estabilização até junho/2004, quando terminou o lançamento pela técnica a montante.

Cabe ressaltar que os recalques durante o período de Junho/2004 a Novembro/2005 foram extrapolados, devido à ausência de informações sobre as cotas de instalação das novas placas e sobre os comprimentos das hastes das placas de recalque.

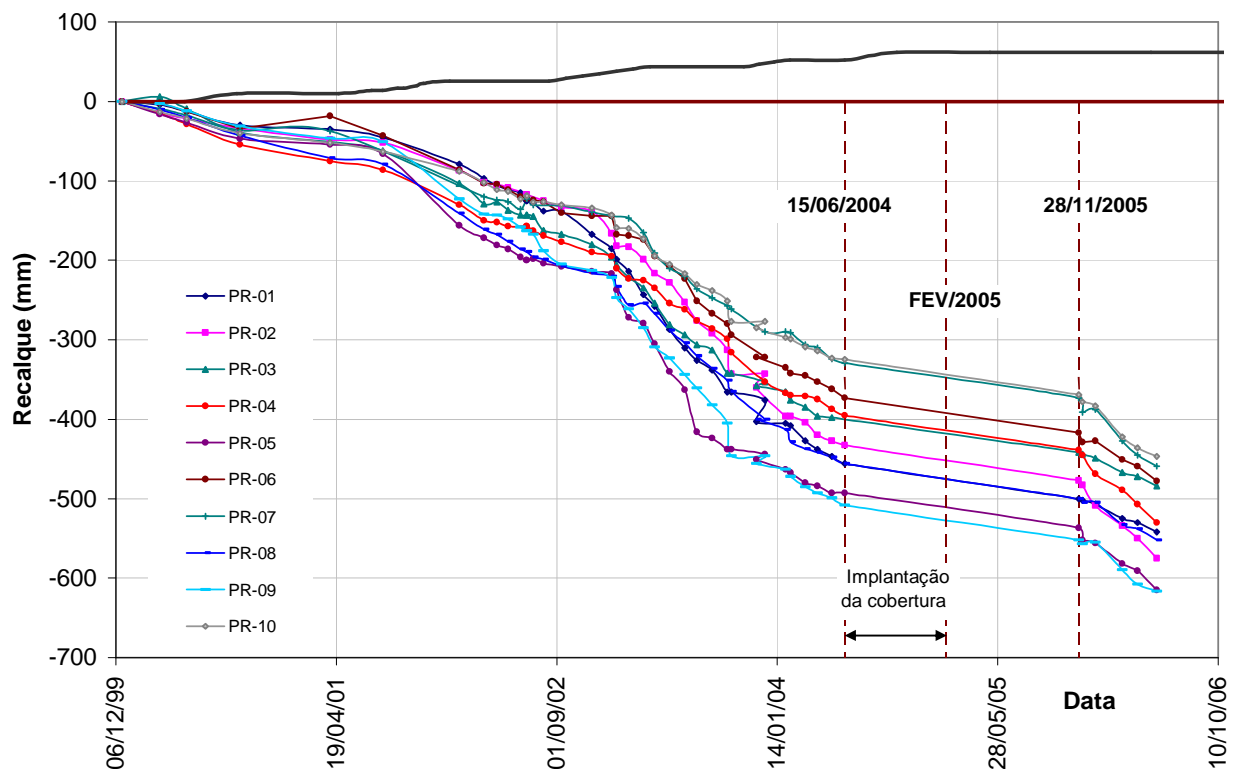


Figura 3.7. Registro de Recalques: Área 2 (Costa Filho et al, 2006)

3.3. Área de Resíduos 3

A área de resíduos de bauxita 3 iniciou sua operação pela técnica convencional em 1997. Atualmente, esta área encontra-se em fase de operação pelo método de alteamento a montante.

Os estudos de alteamento na área 3 foram realizados com uma produção de aproximadamente $1,5 \times 10^6$ toneladas de alumina por ano, correspondendo a um volume de resíduo gerado anualmente da ordem de $890.000m^3$. O arranjo final compreenderá uma pilha com altura de 8,20m.

A Tabela 3.3 resume as etapas construtivas da área de resíduos 3, com respectivos tempos de operação. O início da etapa do 1º alteamento ocorreu em outubro de 2005, conduzindo a um período de operação inicial de 5 meses (outubro a fevereiro). Os alteamentos subseqüentes seguirão normalmente os tempos de carregamento e consolidação indicados na Tabela 3.3.

A Figura 3.8 apresenta uma seção transversal típica da área de resíduos 3 ao final de operação do *upstream*. Analogamente à área 2, observa-se a presença de 3 materiais distintos: o dique de solo compactado, o resíduo lançado pela técnica *wet disposal*, e o resíduo que constitui a pilha do *upstream*.

Tabela 3.3. Etapas do Alteamento da Área de Resíduos 3

Etapa	Espessura da Camada (m)	Tempo (dias)	
		Lançamento	Consolidação
1	1,20	150	90
2	3,20	270	90
3	3,80	210	-
	8,20		

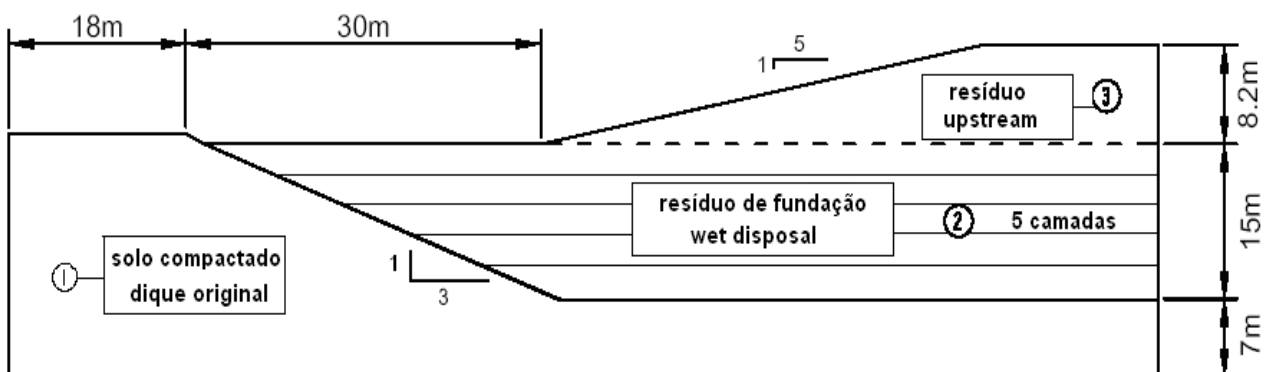


Figura 3.8. Seção Típica da Área de Resíduos de Bauxita 3

Nesta área, foi realizada uma ampla campanha de ensaios de campo e laboratório, com objetivo de caracterizar os parâmetros geotécnicos do resíduo. A campanha de laboratório consistiu na realização de ensaios de caracterização e de adensamento sob deformação controlada (CRD). No campo, foram executados ensaios de Piezocone em diferentes estações. O Capítulo 4 apresenta as diferentes estações e discute os resultados destes ensaios.

4. Apresentação e Análise dos Resultados Experimentais da Área de Resíduos 3

4.1. Introdução

Neste capítulo, apresenta-se a análise dos resultados dos ensaios de campo e laboratório, executados na área 3. Estes ensaios foram detalhadamente reportados por Bedin (2006). Procurou-se, neste trabalho, reproduzir fielmente os resultados experimentais apresentados pelo autor, buscando-se, no entanto, um tratamento e uma interpretação pessoal dos resultados.

Os ensaios de campo e laboratório foram executados em 9 estações, distribuídas ao longo da área de resíduos, como mostra a Figura 4.1. No entanto, no presente trabalho, não serão apresentados os ensaios das estações 7, 8 e 9, uma vez que tiveram como objetivo verificar a influência de hidrato depositado no comportamento geomecânico do resíduo.

Os ensaios de laboratório consistiram na caracterização do resíduo, e na determinação de parâmetros de compressibilidade e adensamento, a partir de ensaios de deformação controlada (CRD). No campo, foram executados ensaios de Piezocone nas diferentes estações.

Face à complexidade de definição do comportamento de resíduos, as análises não consideraram separadamente os resultados obtidos nas diferentes estações. A adoção de valores representativos para todo o universo de dados, sem utilização de uma metodologia confiável, implicaria em colocar sob suspeita os resultados obtidos. Por outro lado, estudar separadamente as diferentes estações, cada qual com suas características e variações, seria excesso de preciosismo, além de demandar tempo e esforço desnecessários.

No presente trabalho, buscou-se adotar um tratamento estatístico para definição dos parâmetros geotécnicos necessários para realização nas análises numéricas. A interpretação dos dados foi feita com base no conceito de limites de confiança, que delimitam uma região no interior da qual é provável que o valor de certo ponto experimental se situe, de acordo com a margem de erro previamente estabelecida (Pacheco e Lima, 1996). Detalhes sobre a formulação estatística estão apresentados no Anexo A.

Os resultados dos ensaios de piezocone estão reunidos no Anexo B.

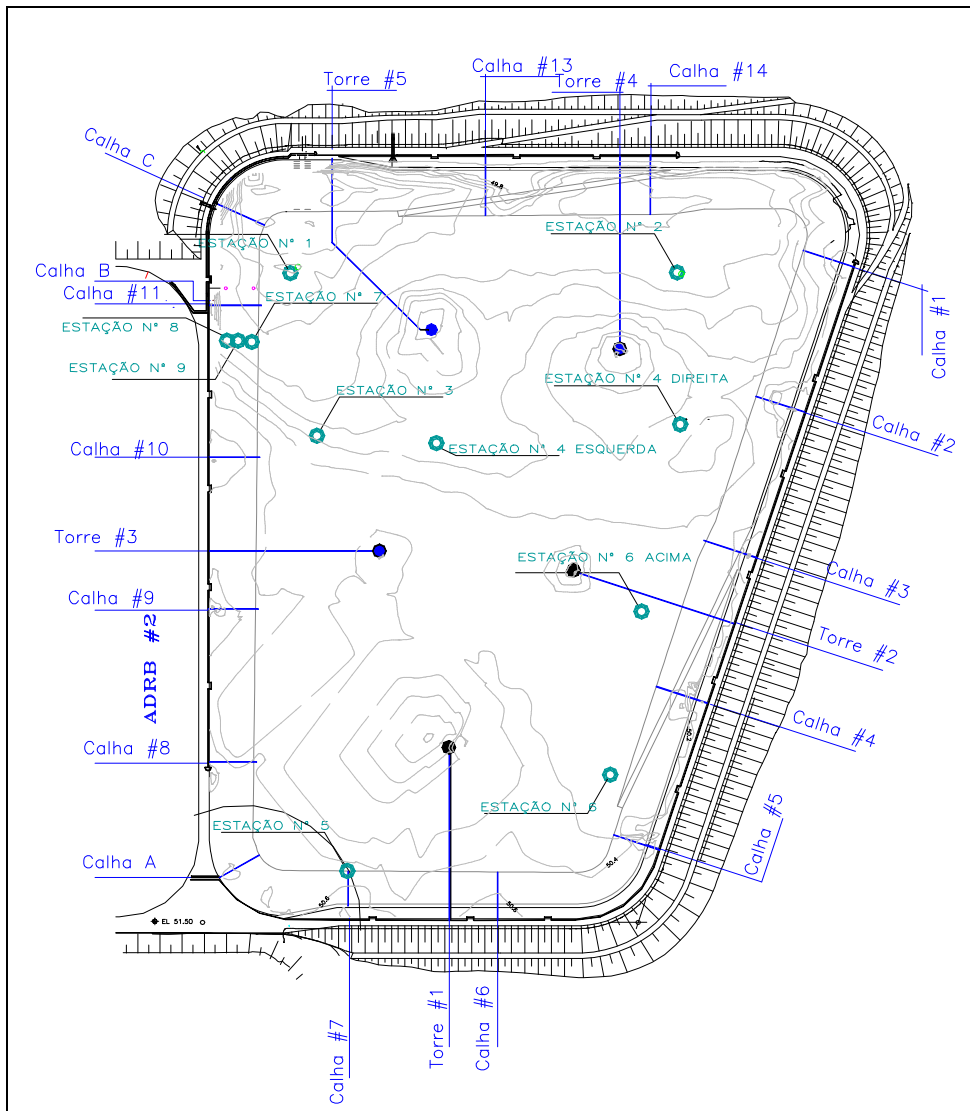


Figura 4.1. Localização das Estações: Área de Resíduos 3

4.2. Ensaios de Caracterização

4.2.1. Peso Específico Natural

Os valores de peso específico foram estimados a partir da determinação dos teores de umidade das amostras e dos valores de densidade dos grãos, obtidos em ensaios na mesma profundidade. Neste caso, considerou-se que as amostras encontravam-se saturadas ($S=100\%$), e o peso específico (γ) foi estimado por:

$$\gamma = \frac{(1 + w)}{(1 + G \cdot w)} \cdot G \cdot \gamma_w \quad \text{Eq. 4-1}$$

Onde: w é o teor de umidade, G é a densidade dos grãos e γ_w é o peso específico da água.

A Figura 4.2 mostra a variação do peso específico com a profundidade para as diferentes estações. Observa-se uma dispersão nos resultados, sem uma tendência clara de variação de peso específico com a profundidade. Os resultados da Estação 5 mostraram-se superiores aos demais, tendo este comportamento sido atribuído a sua proximidade a uma das calhas de lançamento (Figura 4.1). O alto teor de areia observado nesta área resultou em uma caracterização distinta, tendo sido, por este motivo, descartado nas análises subsequentes.

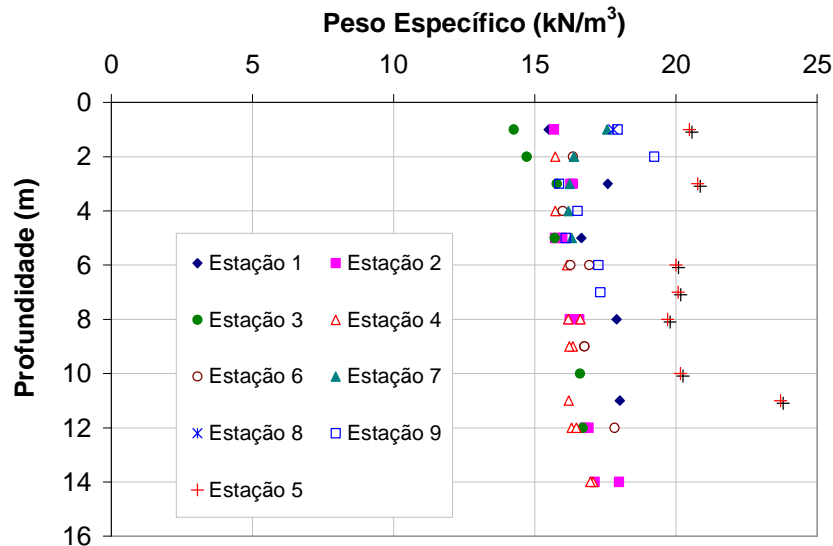


Figura 4.2. Distribuição do Peso Específico Total do Resíduo ao Longo da Profundidade

Em função dos dados experimentais, a distribuição do peso específico com a profundidade foi definida com base no conceito de limites de confiança, a partir da eliminação dos pontos que não estivessem contidos na região limitada por estes limites. Foi adotada uma margem de confiança de 80%, ou seja, a partir da definição de uma reta média de regressão linear, existe uma probabilidade de 80% de que os pontos individuais se agrupem acima e abaixo desta reta. A margem de confiança de 80% foi escolhida de maneira a abranger uma faixa de valores intermediária, nem tão aberta, de forma a não gerar pontos externos, prejudicando a confiabilidade do tratamento, e nem tão fechada capaz de limitar em excesso os dados experimentais. A Figura 4.3(a) mostra o tratamento dos dados, sendo observado o não ajuste de 6 resultados experimentais. Com a eliminação desses dados, a nova distribuição, apresentada na Figura 4.3(b), pode ser expressa por:

$$\gamma(\text{kN/m}^3) = 0,096.z + 15,70 \quad \text{Eq. 4-2}$$

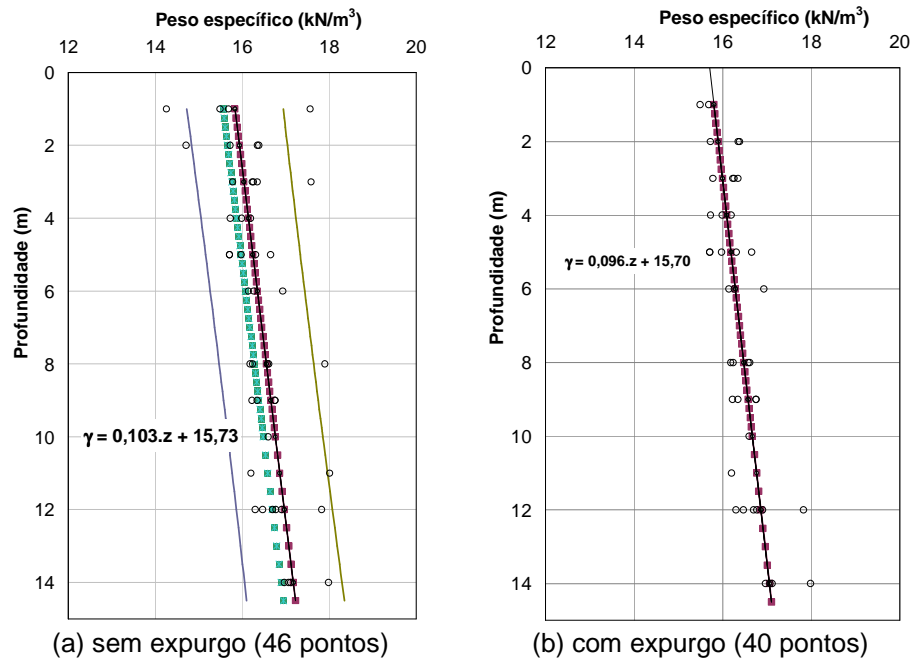


Figura 4.3. Variação do peso específico com a profundidade

4.2.2. Densidade dos Grãos

A Figura 4.4 apresenta a distribuição da densidade dos grãos com a profundidade. Nota-se que os valores de densidade dos grãos situaram-se entre 2,8 e 3,2, com um valor médio da ordem de 3,0. Não se observa qualquer tendência de variação com a profundidade. Valores atípicos, da ordem de 2,3, registrados na Estação 3, foram desconsiderados. Stinson (1981), Smogyi e Gray (1977) e Villar (2002) reportam valores de G entre 2,84 e 3,70 para resíduos de alumínio. Segundo os autores, os altos valores são decorrentes da mineralogia da rocha de origem.

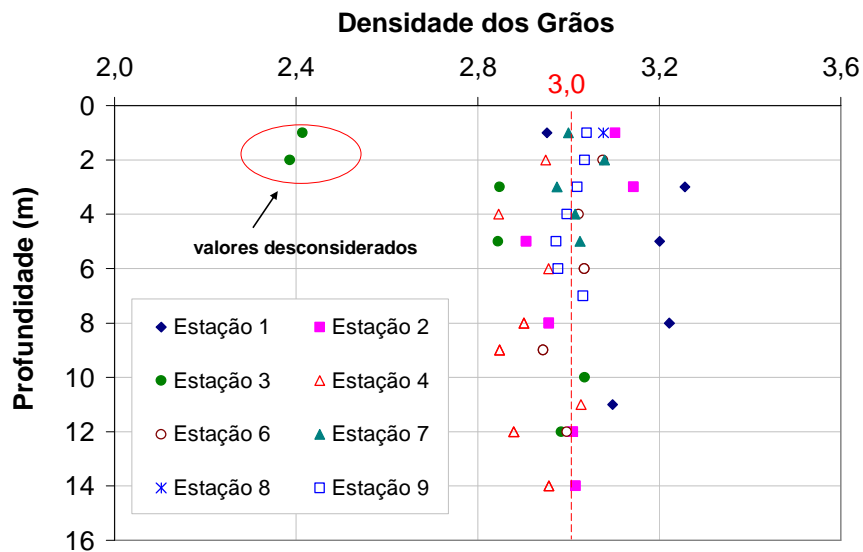


Figura 4.4. Distribuição da Densidade dos Grãos ao Longo da Profundidade

4.2.3. Teor de Umidade

A Figura 4.5 apresenta a distribuição do teor de umidade com a profundidade. Observa-se uma dispersão significativa nos resultados, com uma tendência de redução do teor de umidade com a profundidade.

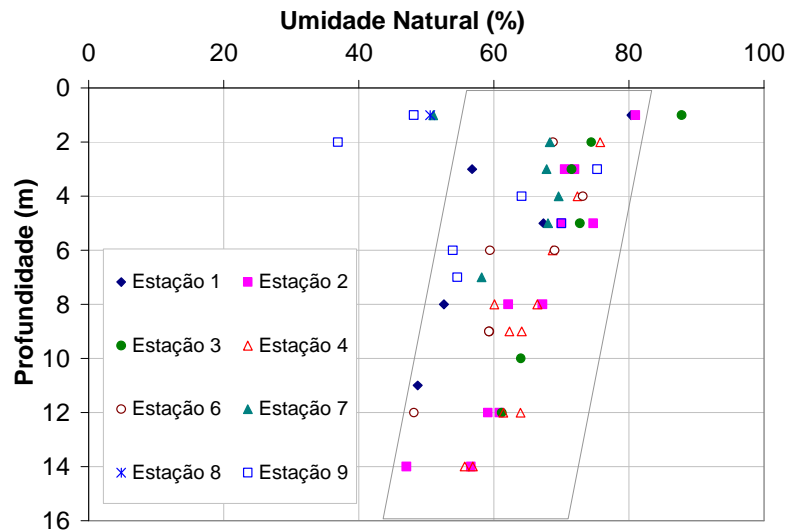


Figura 4.5. Variação da Umidade com a Profundidade

4.2.4. Índice de Vazios

A Figura 4.6 apresenta a variação do índice de vazios com a profundidade. Analogamente ao teor de umidade, observa-se uma tendência de redução apresentando valores da ordem de 2,0 a 2,5 no topo do resíduo e 1,5 a 2,0 a 14,0m de profundidade.

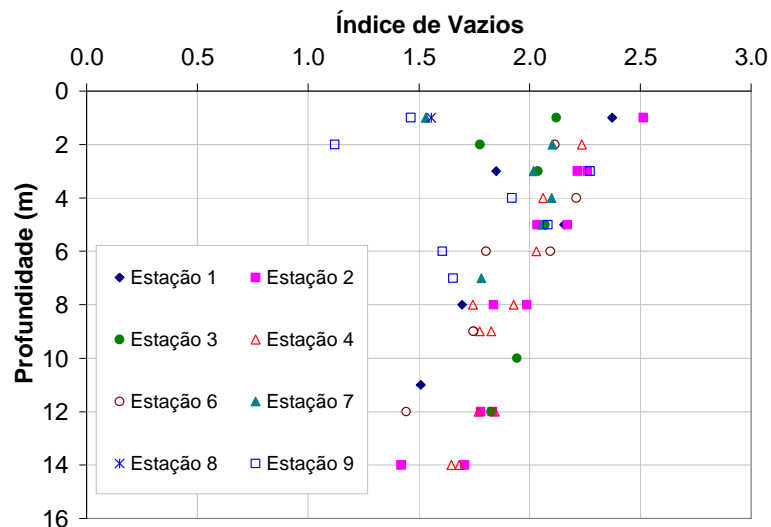


Figura 4.6. Variação do Índice de Vazios com a Profundidade

A Figura 4.7 apresenta a curva e (índice de vazios) vs σ'_v (tensão vertical efetiva), definida a partir dos resultados experimentais. Nesta Figura, observa-se também o ajuste do índice de vazios em função de $\ln \sigma'$, tradicionalmente adotado em estudos com resíduo. Em um ajuste preliminar, foi considerado todo o universo de dados experimentais, sem nenhum tipo de tratamento. Verifica-se que alguns pontos experimentais encontram-se bastante distantes da linha de tendência.

A Figura 4.8 apresenta as expressões que definem as variações de índice de vazios com a profundidade e com a tensão efetiva, após o tratamento dos dados, levando-se em conta uma margem de confiança de 80%. Esta margem foi adotada em todos os tratamentos de dados.

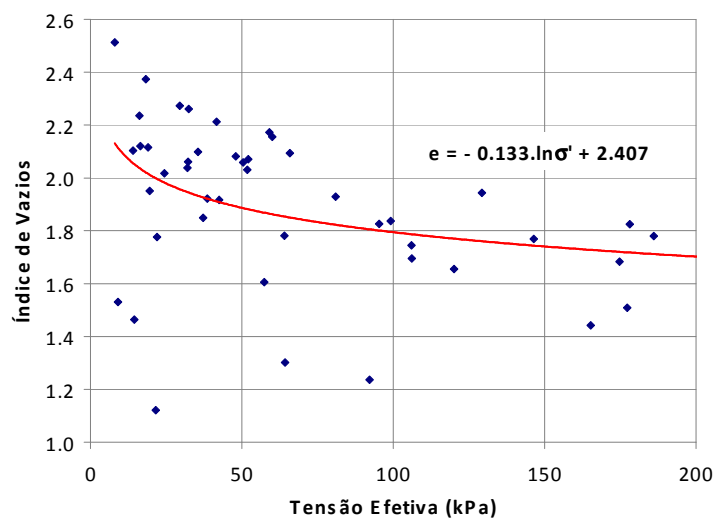


Figura 4.7. Curva de Compressibilidade Definida pelas Amostras de Campo

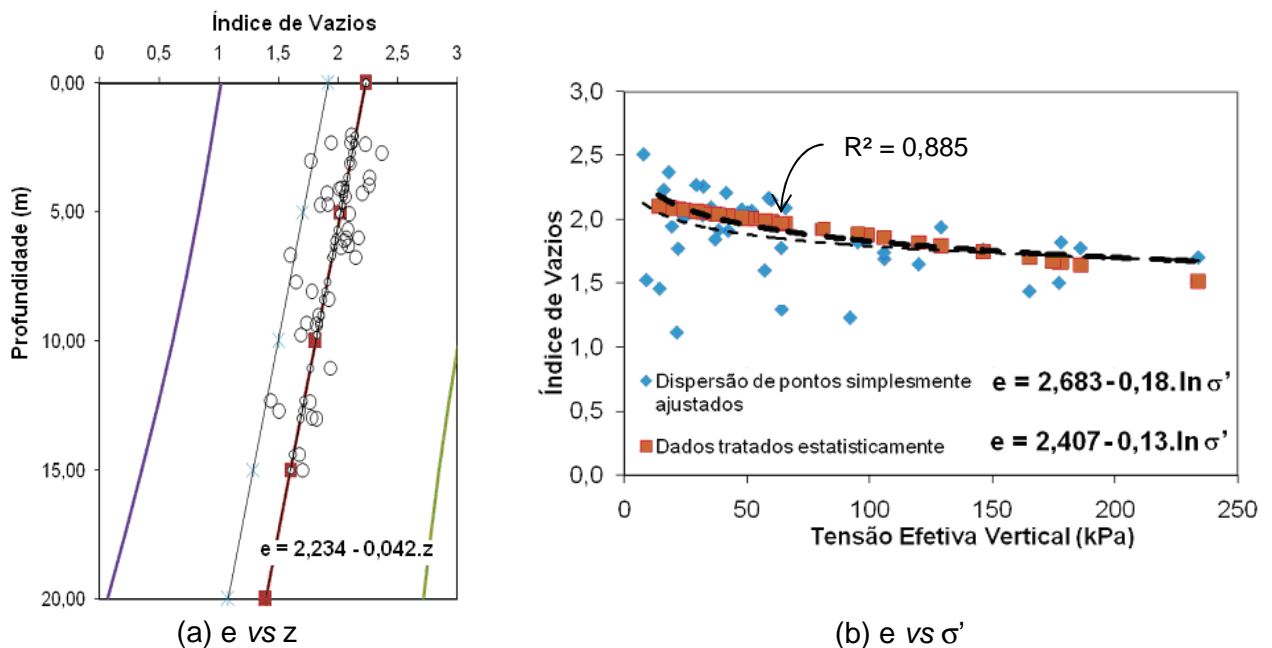


Figura 4.8. Variação do Índice de Vazios Após o Tratamento

4.3. Ensaio de Adensamento

Os ensaios de adensamento foram executados utilizando-se um edômetro de lamelas tipo CRD, desenvolvido na PUC-Rio (Bedin, 2006). Nestes ensaios, as amostras de lama são carregadas a partir da imposição de uma velocidade constante de deslocamento, aplicada utilizando-se um sistema com velocidade de deslocamento controlada.

No edômetro de lamelas da PUC-Rio, a drenagem ocorre pelo topo do corpo de provas, que possui 210mm de diâmetro e 60mm de altura. Em sua base, não drenada, são monitoradas tanto as tensões totais, quanto as poropressões geradas durante o carregamento. Como resultado destes ensaios, obtêm-se, diretamente, relações índice de vazios vs tensões efetivas. Relações permeabilidade vs tensões efetivas podem ser estimadas, a partir de interpretações diversas, desde que excessos de poropressão, entre determinados limites, sejam gerados no transcorrer do ensaio.

A Figura 4.9 apresenta os gráficos de índice de vazios vs $\log \sigma'$, obtidos em ensaios CRD (Bedin, 2006). Os resultados indicam uma queda brusca nos valores de índice de vazios para baixas tensões efetivas. Resultados semelhantes em resíduos de bauxita foram reportados por outros autores (Santos, 2000; Villar, 2002).

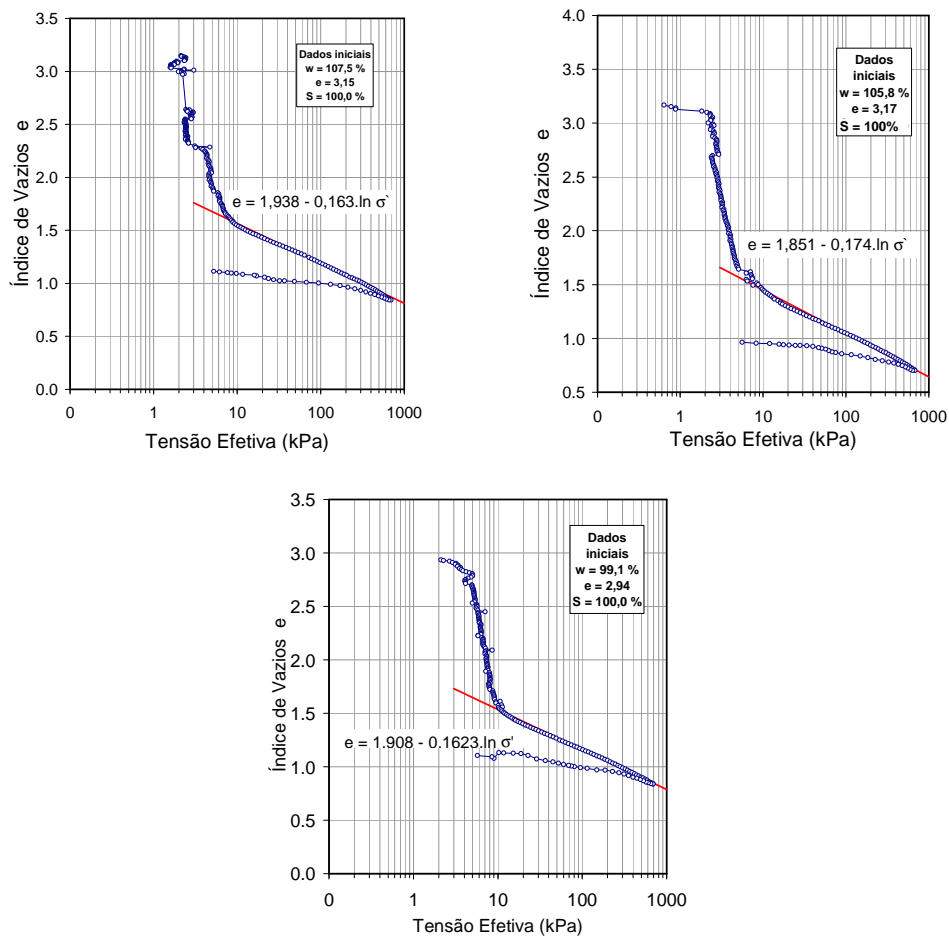


Figura 4.9. Variação do Índice de Vazios com a Tensão Efetiva (Bedin, 2006)

Ressalta-se que os rejeitos, em geral, são mais compressíveis do que solos naturais de consistência similar (Vick, 1983). Vários autores já observaram características incomuns de deformação em rejeitos de bauxita (Somogyi e Gray, 1977).

Nesta Figura, estão apresentadas relações e vs $\ln \sigma'$ para o trecho correspondente a tensões efetivas superiores a 10kPa. Ao longo das últimas décadas, várias relações de compressibilidade e permeabilidade têm sido obtidas experimentalmente para materiais muito moles, como os rejeitos lançados na forma de lama (Liu, 1990; Somogyi, 1979; Villar, 2002).

Os valores de coeficiente de compressão (C_c), calculados a partir da inclinação da curva e vs $\log \sigma'$, no trecho correspondente a tensões entre 20 e 300kPa situaram-se entre 0,34 e 0,41, com valor médio de 0,38. Na literatura, foram encontrados valores de coeficiente de compressão (C_c) de 0,26 a 0,38, para tensões variando de 50 a 1000kPa, não sendo informada a duração do carregamento (Somogyi & Gray, 1977).

Como comentado anteriormente, a curva e vs $\log \sigma'$ apresentou um formato atípico, com uma queda brusca de índice de vazios para baixos níveis de tensão efetiva. Desta forma, optou-se por traçar a linha de tendência para valores de e inferiores a 2,3.

A Figura 4.10 resume a relação entre índice de vazios vs permeabilidade observada para o conjunto de ensaios. De uma maneira geral é possível considerar esta relação como sendo:

$$e = 16,08 + 1,058 \cdot \ln(k)$$

Eq. 4-3

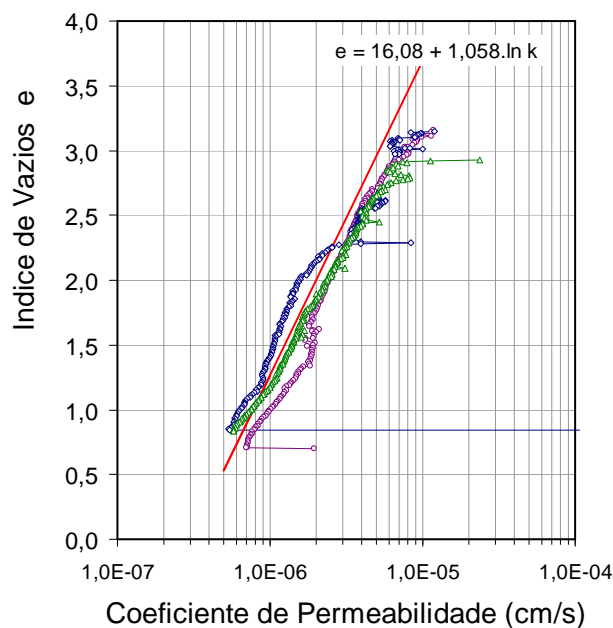


Figura 4.10. Variação do Índice de Vazios vs Permeabilidade

4.4. Ensaios Triaxiais

A Figura 4.11 apresenta as curvas tensão desviadora e poropressão vs deformação axial obtidas nos ensaios CIU (Bedin, 2006). Observa-se que a tensão desviadora cresce com as deformações até atingir um determinado valor de resistência, seguido de um ligeiro acréscimo desta resistência para grandes deformações (Figura 4.11.a). Com o aumento da tensão confinante, observa-se também, de forma coerente, um acréscimo de rigidez das amostras.

As curvas de poropressão (Figura 4.11.b) indicam desenvolvimento de poropressão positiva no início do ensaio, seguida de suave decréscimo.

Os parâmetros efetivos de resistência foram estimados a partir do diagrama $p \times q$ assumindo-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Bedin, 2006). Os resultados indicaram um valor nulo de intercepto coesivo (c') e um ângulo de atrito (ϕ') igual a 29° . Vick (1983) apresenta valores de ângulo de atrito de resíduos entre 33° e 38° , superiores aos obtidos por Bedin (2006).

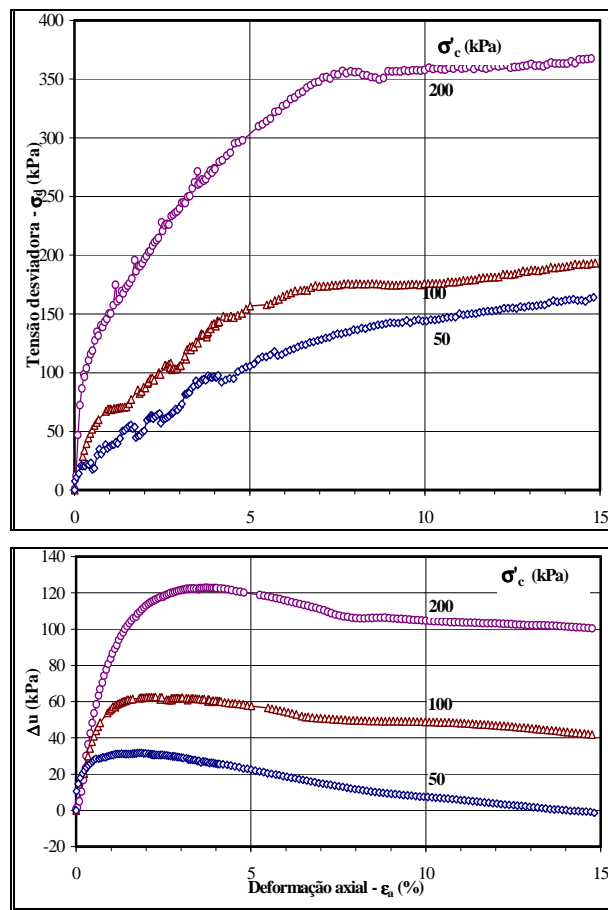


Figura 4.11. Resultados dos Ensaios Triaxiais CIU (Bedin, 2006)

4.5. Ensaios de Piezocone

Ensaios de piezocone foram realizados em todas as estações, com exceção da estação 5. Detalhes sobre os ensaios podem ser obtidos em Bedin (2006). Cabe ressaltar que os ensaios de piezocone foram realizados após o término de lançamento pelo método convencional.

4.5.1. Caracterização do Resíduo no Piezocone

Na campanha apresentada foram programadas 9 estações distintas, distribuídas ao longo de toda área e distantes dos pontos de despejo dos resíduos. Neste trabalho não serão apresentados os ensaios das estações 7, 8 e 9, uma vez que tiveram como objetivo verificar a influência de hidrato depositado no comportamento geomecânico do resíduo. Adicionalmente, os ensaios na estação 5 também foram descartados, face à existência de uma lente de areia compacta, impossibilitando a cravação do piezocone (Bedin, 2006).

Para a caracterização do resíduo, foram adotados 2 critérios de classificação distintos. O primeiro critério baseou-se na relação $q_c \times R_f$, e foi proposto por Robertson e Campanella (1983). O segundo critério baseou-se em correlações entre q_t e B_q (Robertson et al, 1986).

A Figura 4.12 apresenta as distribuições de q_c e R_f com a profundidade para as diferentes estações. De acordo com Schnaid (2000), as camadas de argila caracterizam-se por baixos valores de q_c e razões de atrito superiores a 5%, enquanto as areias apresentam q_c elevados e R_f da ordem de 1%. Os perfis apresentados na Figura 4.12 mostram uma distribuição de q_c crescente com a profundidade, e altos valores de R_f nas camadas superiores ($z < 3,0\text{m}$). Os gráficos de q_c apresentam pequenas oscilações, indicando a presença de resistências variáveis ao longo do perfil, associadas, provavelmente, a veios/camadas arenosas ou concrecionadas/ressecadas no resíduo.

A partir das distribuições de q_c e R_f , utilizou-se o ábaco proposto por Robertson e Campanella (1983), e os resultados do material da Estação 1 estão apresentados na Figura 4.13(a).

Estima-se que, para menores profundidades, a granulometria do resíduo se aproxima das argilas, tendendo a uma granulometria mais siltosa em maiores profundidades. A Figura 4.13(b) ilustra as mesmas informações de 4.13(a), porém considera pontos localizados em profundidades inferiores a 2m.

A Figura 4.14 apresenta as distribuições de B_q e q_t , definidos nas equações 2.7 e 2.6, respectivamente, com a profundidade. Nota-se que os valores de B_q oscilaram em torno de um valor médio de 0,5. Com relação ao parâmetro q_t , observa-se uma tendência de crescimento contínuo com a profundidade.

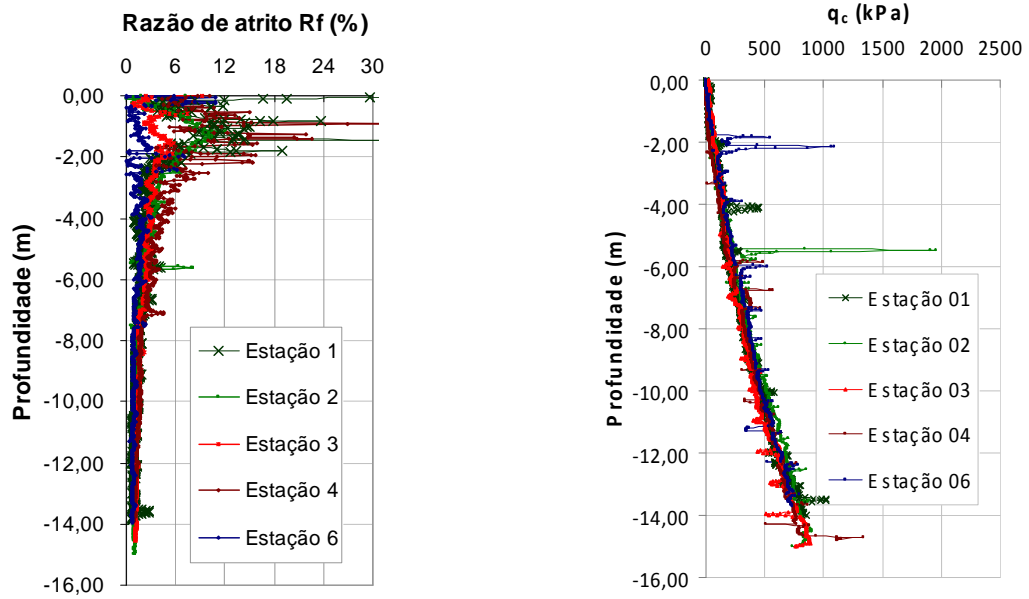


Figura 4.12. Distribuições de R_f e q_c fornecidas pelos ensaios de Piezocone

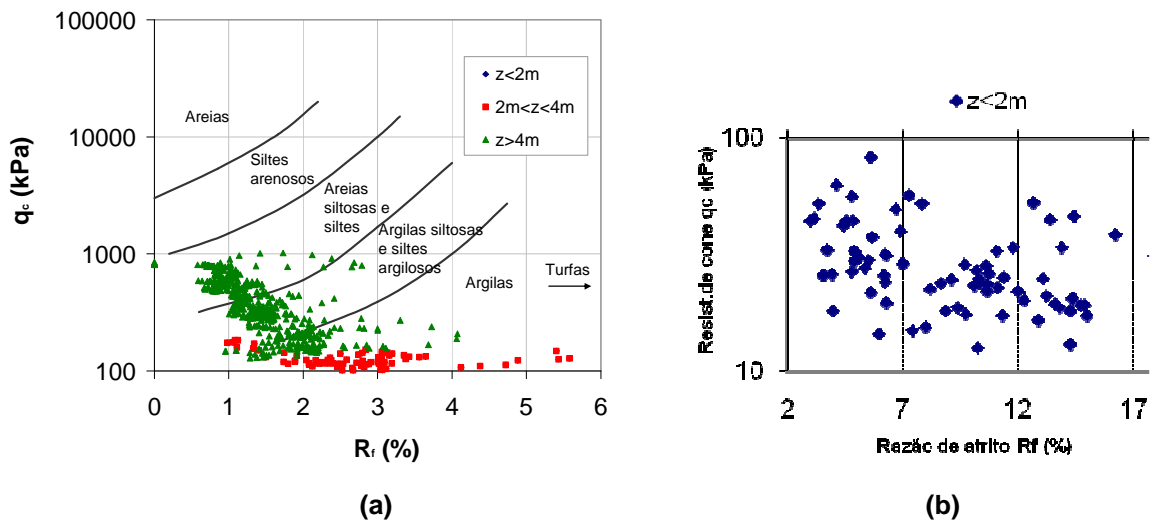


Figura 4.13. Classificação de Robertson e Campanella (1983): Estação 1

A Figura 4.15 apresenta a classificação do resíduo da Estação 1, a partir das distribuições de q_t e B_q (Robertson et al, 1986). Observa-se que a granulometria se encontra na faixa entre argilas e siltes argilosos. Quaresma et al (1996) afirmam que as correlações apresentadas, em ambos os critérios expostos, são em geral satisfatórias para a classificação de solos sedimentares brasileiros.

A partir da análise dos resultados dos sistemas de classificação apresentados anteriormente, pode-se concluir que a maior parte do resíduo da área 3 caracteriza-se por um material argilo-siltoso, em consonância com as curvas granulométricas definidas a partir de ensaios de caracterização de laboratório apresentados por Bedin (2006).

Comparando-se os dois sistemas de classificação, nota-se que a proposta de Robertson e Campanella (1983) indica uma granulometria superior à proposta de Robertson et al (1986). Cabe salientar que ambos os sistemas, consagrados na prática da engenharia, têm se mostrado satisfatórios para a classificação de solos sedimentares brasileiros (Quaresma et al, 1996; Soares et al, 1997), porém ainda não foram testados de forma sistemática para a classificação de resíduos.

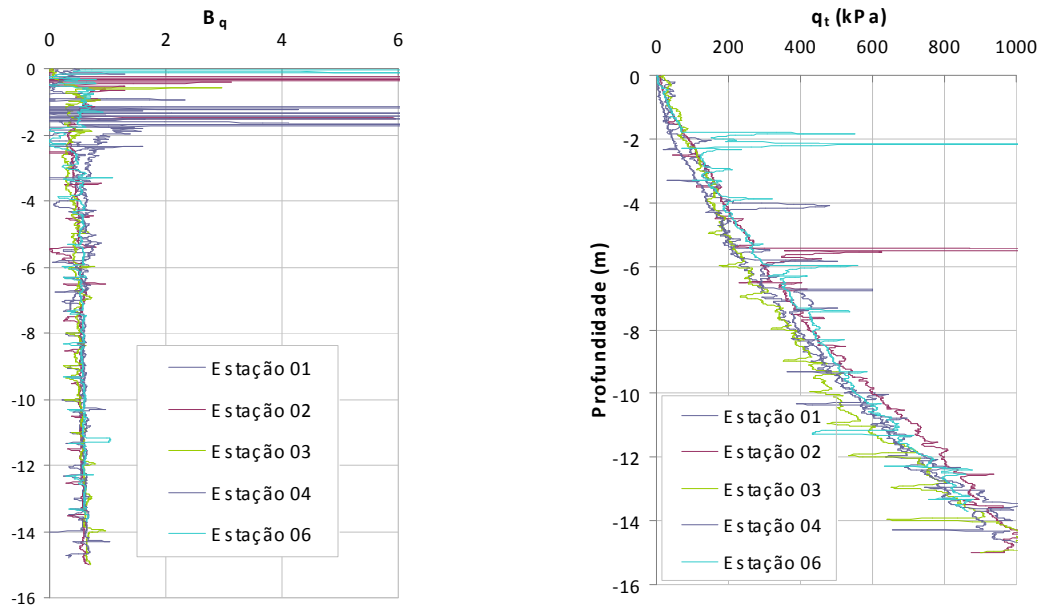
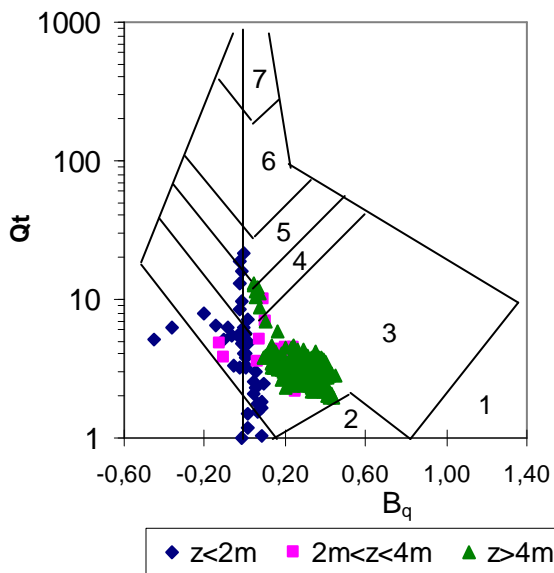


Figura 4.14. Distribuições de q_t e B_q fornecidas pelos ensaios de Piezocone



Legenda:

- 1 Solo fino sensível
- 2 Material orgânico
- 3 Argila
- 4 Argila siltosa - argila
- 5 Silte argiloso-argila siltosa
- 6 Silte arenoso-silte argiloso
- 7 Areia siltosa-silte arenoso

Figura 4.15. Ábaco para Classificação (Robertson et al, 1986): Estação 1

4.5.2. Poropressões

A Figura 4.16 reúne os resultados de ensaios de dissipação, que mostram valores máximos de poropressão da ordem de 75kPa, na profundidade de 9,0m, tendendo a valores nulos na superfície e na base da camada de resíduo, tendo em vista a condição de drenagem nestes extremos.

Dada a complexidade de determinação da distribuição das poropressões em situações de enchimento de reservatórios de resíduos, é fundamental a determinação experimental desta distribuição para a estimativa correta dos recalques durante a fase de alteamento a montante.

Na ocasião do ensaio, o resíduo de fundação provavelmente encontrava-se sob processo de adensamento por ação do peso próprio. Assumindo que a presença da drenagem de fundo leva ao desenvolvimento de um padrão de fluxo vertical, as poropressões na fundação tendem a se anular. Com isso, a distribuição determinada no campo representa os excessos de poropressão ainda não dissipados antes do alteamento.

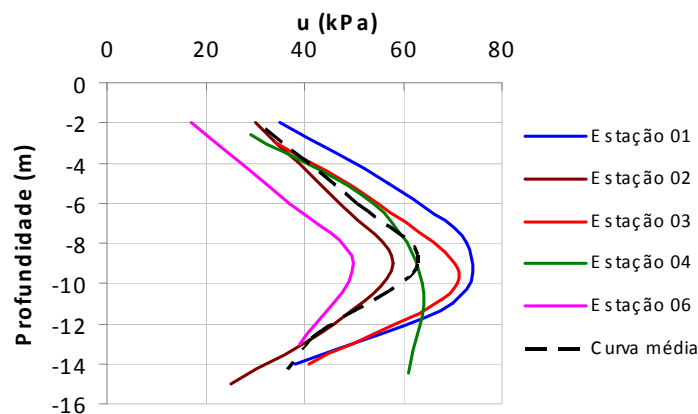


Figura 4.16. Variação de poropressão com a profundidade fornecida pelo piezocone

4.5.3. Coeficientes de Adensamento

Os coeficientes de adensamento podem ser estimados a partir da interpretação de ensaios de dissipação do excesso de poropressão gerados durante a cravação do piezocone no solo, como detalhado no Capítulo 2 da presente dissertação.

A Figura 4.17 mostra a estimativa do coeficiente de adensamento vertical (c_v) ao longo da profundidade, onde se observa que se apresenta na faixa de 10^{-3} a $5 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ (3,15 a $15,8 \text{m}^2/\text{ano}$), com valor médio de $2,5 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ ($9,5 \text{m}^2/\text{ano}$). Os cálculos consideraram o índice de rigidez I_r igual a 100, dentro da faixa de valores da literatura ($50 < I_r < 500$), uma razão entre índices de compressibilidade na recompressão e compressão virgem (C_R/C_c) igual a 0,14 e uma anisotropia de permeabilidades horizontal e vertical (K_h/K_v)

aproximadamente igual 1,1 (Jamiolkowski et al, 1985). A razão C_R/C_c foi definida com base em resultados de ensaios de adensamento realizados em amostras de resíduo com teor de sólidos de 40%. Os valores de c_v obtidos encontram-se dentro da faixa apresentada por Stinson (1981) para lamas brasileiras, entre 10^{-3} e 10^{-2} cm²/s.

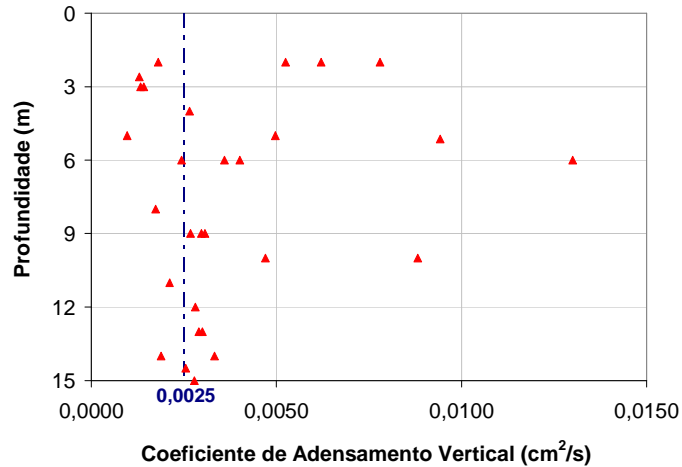


Figura 4.17. Variação de c_v com a profundidade (todas as estações)

4.5.4. Coeficiente de Permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) foi estimado a partir dos valores de c_v , do módulo de variação volumétrica (m_v) e do peso específico da água (γ_w). O valor de m_v foi estimado de acordo com a proposta de Mitchell e Gardner (1975), tendo sido adotado α igual a 4, correspondente à faixa de solos silto-argilosos, com q_c inferiores a 2MPa. Os resultados, mostrados na Figura 4.18, situaram-se na faixa de $5,76 \times 10^{-8}$ cm/s a $1,69 \times 10^{-6}$ cm/s, com valor médio de $3,0 \times 10^{-7}$ cm/s. Esses resultados foram inferiores aos valores médios calculados pelos ensaios de laboratório CRD ($k = 1,5 \times 10^{-6}$ cm/s).

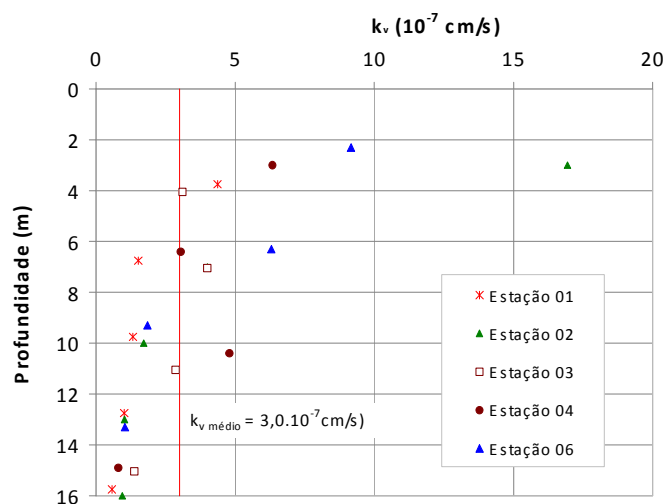


Figura 4.18. Variação de k_v com a profundidade

5. Ferramenta Numérica

O presente capítulo descreve a ferramenta numérica adotada na presente dissertação. Para a simulação do alteamento das barragens de resíduos em estudo, será utilizado o programa computacional Plaxis. Aspectos como estrutura do programa, modelos constitutivos, condições de contorno e geração da malha estão abordados nos itens subseqüentes, juntamente com a modelagem de ensaios de adensamento em laboratório, de forma a validar o programa para análises tensão-deformação envolvendo adensamento de grandes deformações.

5.1. Programa Computacional Plaxis

Atualmente, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido utilizado com freqüência na prática da Engenharia, tendo em vista sua capacidade de simular diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos. Bathe et al (1982) descrevem os fundamentos da teoria de elementos finitos. Potts e Zdravkovic (1999) apresentam aplicações do método dos elementos finitos em análises de problemas geotécnicos.

Na presente dissertação, não serão abordados os aspectos relativos à teoria de elementos finitos, uma vez que o foco do trabalho foi a utilização de um programa comercial para reprodução e previsão do comportamento de obras geotécnicas durante a fase de *upstream*. Este programa já foi testado e validado, não sendo necessária a implementação de sub-rotinas de cálculo.

O programa Plaxis consiste em um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análise de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Os materiais são representados por elementos ou zonas de tal forma que a malha gerada pode se adequar perfeitamente aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece a relações pré-definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, em resposta às forças e condições limites impostas ao modelo (Brinkgreve, 2002).

5.1.1. Estrutura do Programa

O programa Plaxis funciona em ambiente Windows, com uma interface bastante amigável com o usuário. A estrutura computacional do programa é dividida em 4 sub-programas: *input*, *calculation*, *output*, e *curves*.

O primeiro sub-programa consiste em uma sub-rotina de entrada de dados (*input*). Nesta etapa, são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno. Define-se, também, o tipo de problema, que pode ser:

- Axissimétrico, quando apresenta um eixo de simetria axial;
- Estado plano de deformação, quando a geometria pode ser considerada bidimensional, com uma dimensão significativamente superior às demais.

Problemas de deformação plana são muito utilizados em análises de obras geotécnicas, como túneis, barragens, fundações corridas, etc. Fisicamente, tal estado ocorre em estruturas longas com carregamento uniforme ao longo da maior dimensão.

Para a definição da geometria do problema, o programa disponibiliza uma série de elementos, como:

- elementos de placa: simulam estruturas esbeltas que apresentam rigidez axial (EA) e normal (EI) elevadas;
- elementos de ancoragem: simulam ancoragens e suportes, podendo ser pré-tensionados;
- elementos geossintéticos: simulam estruturas esbeltas que apresentam apenas rigidez axial (EA);
- elementos de interface: reproduzem o contato entre diferentes materiais. São utilizados em problemas que envolvem interação solo-estrutura.

As condições de contorno do problema podem ser definidas através de forças ou deslocamentos prescritos. O programa permite a adoção de carregamentos distribuídos, em linha e pontuais, e a prescrição de deslocamentos nulos ou não.

Definidas a geometria, as condições de contorno e as propriedades dos materiais, procede-se à geração da malha de elementos finitos.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente pelo programa com elementos de 6 ou 15 nós. Os elementos de 6 nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos. Neste caso, a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). No caso de elementos de 15 nós, a interpolação é de quarta ordem, e a integração envolve 12 pontos de tensão (Brinkgreve, 2002). A malha pode ser refinada global ou localmente de acordo com as necessidades do problema.

Após a geração da malha, são definidas as condições iniciais do problema, levando-se em consideração, ou não, a presença de água. Nesta etapa, podem ser definidas superfícies impermeáveis.

O segundo sub-programa (*Calculation*) permite a realização de uma série de cálculos de elementos finitos, sendo as análises de deformações diferenciadas em: *Plastic* (carregamento plástico), *Consolidation* (adensamento), e *Phi-c Reduction* (determinação do fator de segurança). Na determinação do fator de segurança, o programa compara a resistência ao cisalhamento do solo com as tensões cisalhantes mobilizadas em um dado ponto da massa de solo.

Assim como na prática da Engenharia, o programa permite, na fase de cálculo, a simulação de carregamentos e descarregamentos imediatos, ou em tempos pré-estabelecidos, e a introdução de períodos de adensamento. A sub-rotina de cálculo pode ser dividida em um número de etapas, de forma a reproduzir fielmente o processo construtivo no campo.

Nas etapas de construção, é possível o uso das opções de atualização das poropressões e da malha de elementos finitos. Em situações que envolvem grandes deformações, como o alteamento de barragens sobre fundação de resíduo, a atualização da malha é recomendada. Neste caso, a matriz de rigidez é atualizada com base na geometria deformada da correspondente etapa construtiva.

A opção de atualização das poropressões é utilizada quando se deseja introduzir o efeito da submersão dos materiais, resultando, normalmente, em uma redução da tensão efetiva atuante nas camadas compressíveis.

No terceiro sub-programa (*Output*), o usuário obtém os resultados, e a malha deformada. Podem ser avaliadas as tensões (totais, efetivas, cisalhantes e poropressões), as deformações, os deslocamentos, e os pontos de plastificação.

Os resultados podem ser visualizados a partir da interface gráfica, ou em forma de tabelas. Cabe ressaltar que a convenção de sinais utilizada no programa Plaxis é diferente da usual em Geotecnia, considerando as tensões de tração positivas.

Finalmente, o quarto sub-programa (*Curves*) permite a geração de curvas de tensão vs deformação, força vs deslocamento e trajetórias de tensão ou deformação para pontos pré-selecionados na fase de cálculo. A geração das curvas pode ser executada para diferentes estágios construtivos e diversos pontos podem ser inseridos em um mesmo gráfico, facilitando a interpretação.

5.1.2. Modelos Constitutivos

O programa Plaxis possui 6 modelos constitutivos que governam o comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico: linear elástico, Mohr-Coulomb, *Jointed Rock*, *Hardening Soil*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

Face ao tipo de problema analisado na presente dissertação e aos parâmetros geotécnicos disponíveis, optou-se pela adoção dos modelos *Mohr-Coulomb*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* para a representação dos materiais.

Desta forma, apenas estes modelos serão descritos no presente trabalho. Detalhes sobre os demais modelos constitutivos disponibilizados pelo programa Plaxis podem ser obtidos em Brinkgreve (2002).

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb integra a categoria dos modelos elastoplásticos. O princípio básico da elastoplasticidade define que as deformações são decompostas em duas parcelas: elástica e plástica. No comportamento elástico, as deformações são recuperadas, ou seja, são reversíveis, enquanto a plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis.

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Este modelo é assim designado, devido à hipótese de que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de Mohr-Coulomb; ou seja, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas (Brinkgreve, 2002).

Para a representação de um material a partir do modelo de Mohr Coulomb, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros: γ_{sat} (peso específico saturado), γ_d (peso específico seco), ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva), k_x (permeabilidade horizontal), k_y (permeabilidade vertical), E (módulo de deformabilidade), ν (coeficiente de Poisson).

O modelo *Soft-Soil* é um modelo do tipo *Cam-Clay* (Burland, 1967) utilizado para solos muito moles, como argilas normalmente adensadas, e turfas, podendo ser aplicado em resíduos de mineração. As principais características deste modelo são (Brinkgreve, 2002):

- Rigidez variável com o nível de tensões;
- Distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento;
- Registro de tensão de pré-adensamento (σ'_{vm});
- Critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- Utilização da teoria de Biot (1941) para o cálculo de adensamento.

O modelo *Soft Soil Creep* difere do modelo *Soft Soil* apenas por incorporar o parâmetro $C\alpha$ (coeficiente de compressão secundária) nas análises, considerando assim, a compressão secundária do material.

Para a representação do comportamento de solos moles, o modelo *Soft-Soil* requer o conhecimento de 9 parâmetros de entrada: γ_{sat} (peso específico saturado), γ_d (peso específico seco), ϕ' (ângulo de atrito efetivo), ψ (ângulo de dilatância), c' (coesão efetiva), k_x

(permeabilidade horizontal), k_y (permeabilidade vertical), λ^* (índice de carregamento modificado), κ^* (índice de descarregamento/recarregamento modificado), definidos pelas equações mostradas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Correlação entre os parâmetros de compressibilidade

Fase de Carregamento (λ^*)	$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3.(1+e)}$
Fase de Descarregamento/Recarregamento (κ^*)	$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$	$\kappa^* = \frac{2.C_r}{2,3.(1+e)}$

Legenda: λ e κ = parâmetros do modelo *Cam Clay* (Burland, 1967) definidos a partir da inclinação da curva v x $\ln p'$, nas fases de carregamento e descarregamento, respectivamente; $v = 1+e$; p' = média das tensões efetivas.

Para a adoção do modelo *Soft Soil Creep*, faz-se necessária a introdução do parâmetro $C\alpha$.

Para determinados tipos de solo, como os descritos pelo modelo *Soft-Soil*, a dilatância pode ser, em geral, negligenciada. Desta forma, valores nulos de dilatância são considerados padrão, em análises com este modelo.

5.2. Validação do Programa

Para validar o uso do programa computacional Plaxis em análises de problemas que envolvem adensamento em grandes deformações, optou-se por selecionar um ensaio de adensamento executado em amostra de resíduo retirada da área em estudo e reproduzi-lo numericamente.

No Capítulo 4, foram apresentados e discutidos os ensaios de adensamento realizados na área de resíduos de bauxita 3. Neste item, será apresentado apenas o resultado de um ensaio (CRD 1), que será confrontado com os resultados previstos pelo programa Plaxis. O objetivo é validar o programa para análises de grandes deformações e confirmar a potencialidade do modelo *Soft-Soil* na representação de materiais moles como resíduos de bauxita.

Na sub-rotina de entrada de dados (*input*), foram introduzidos os dados do problema como geometria, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno.

A geometria adotada procurou reproduzir fielmente as condições de ensaio. O corpo de prova cilíndrico foi modelado com 210mm de diâmetro e 60mm de altura, considerando-se a condição de axissimetria. Brinkgreve (2002) alerta que, tendo em vista que o processo

de adensamento depende do comprimento de drenagem, é fundamental usar as dimensões reais do corpo de prova.

As condições de contorno consistiram em restrições de deslocamentos horizontais (apoios do 1º gênero) nas extremidades direita e esquerda do corpo de prova. Ressalta-se que o ensaio de adensamento é um ensaio de compressão unidimensional e, portanto, a amostra é impedida de se deformar horizontalmente. Na base do corpo de prova, foram inseridas restrições de deslocamentos verticais e horizontais (apoios do 2º gênero) na base, como mostra a Figura 5.1.

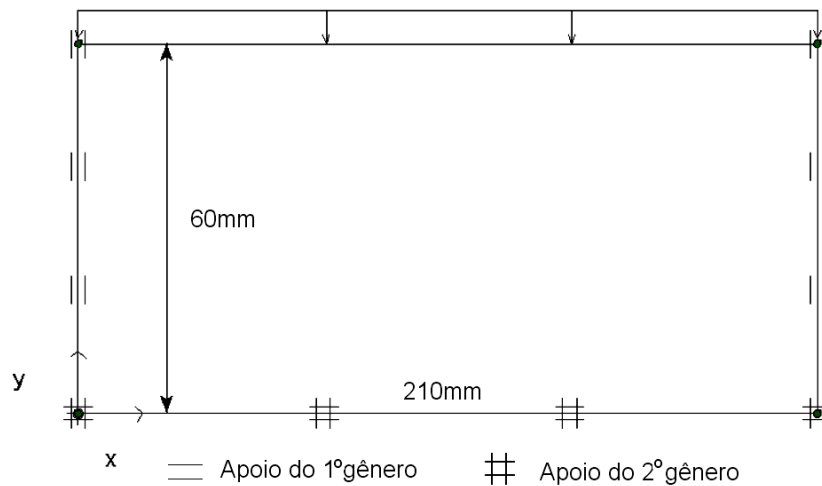


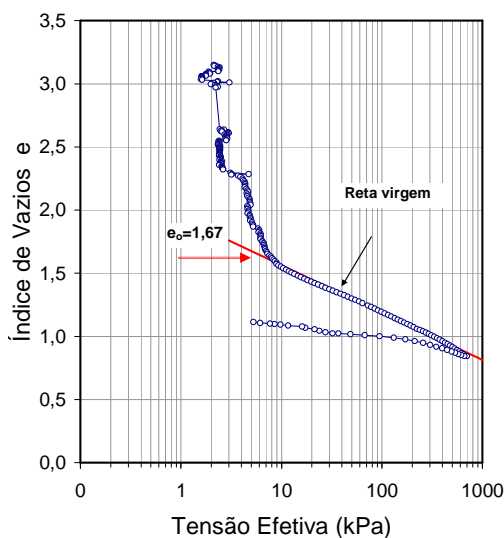
Figura 5.1. Geometria do Ensaio de Adensamento

Para a representação do comportamento do resíduo, foi adotado o modelo *Soft-Soil*, por ser um modelo específico para solos moles, como descrito no Item 5.1.2. A definição dos 9 parâmetros representativos deste modelo baseou-se nos resultados do ensaio de adensamento CRD 1 (Figura 4.9) e nos ensaios triaxiais. Estes parâmetros estão resumidos na Tabela 5.2. Salienta-se que para solos descritos pelo modelo *Soft-Soil*, a dilatância pode ser, em geral, negligenciada ($\psi=0$). Os valores de peso específico (γ_{sat} e γ_d) foram definidos com base nos dados iniciais da amostra CRD 1, no ensaio de adensamento.

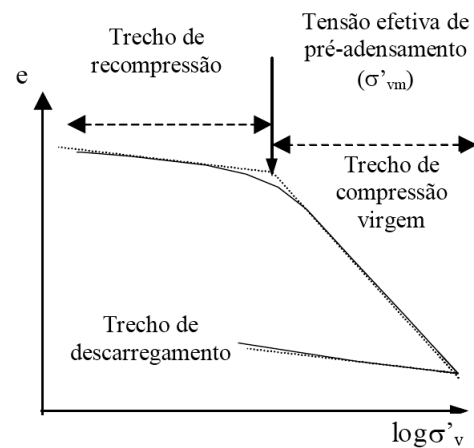
A Figura 5.2a compara a curva e vs σ' , observada no ensaio CRD 1, com uma curva típica de adensamento em solo argiloso (Figura 5.2.b). Observam-se diferenças significativas no trecho inicial. Nos ensaios com resíduo, a inclinação da reta é bastante acentuada para tensões inferiores a 10kPa. Esta redução acentuada não pode ser reproduzida pelo programa Plaxis, já que neste trecho ocorrem simultaneamente processos de sedimentação e adensamento. Na modelagem, desprezou-se o trecho inicial da curva, e considerou-se o trecho de compressão virgem, correspondente a tensões entre 10 e 800kPa. Sendo assim, adotou-se como índice de vazios inicial o valor 1,67.

Tabela 5.2. Parâmetros do Modelo *Soft-Soil*

Parâmetro	Valor
Peso específico saturado (γ_{sat})	15,2kN/m ³
Peso específico seco (γ_d)	7,3kN/m ³
Índice de vazios inicial (e_0)	1,67
Ângulo de atrito (ϕ')	29
Coesão (c')	0,0
Dilatância (ψ)	0,0
Permeabilidade ($k_x = k_y$)	0,98 x 10 ⁻³ m/dia
Índice de carregamento modificado (λ^*)	0,059
Índice de descarregamento/re-carregamento modificado (κ^*)	0,037



(a) Resultado do Ensaio CRD 1



(b) Resultado Típico de Ensaio de Adensamento

Figura 5.2. Comparação entre os resultados de ensaios de adensamento

A partir da curva índice de vazios (e) vs permeabilidade (k) do ensaio de adensamento, apresentada na Eq. 4.3, foram definidos os valores de permeabilidade. Para a condição de índice de vazios inicial ($e_0=1,67$), determinou-se o valor de $k=1,18 \times 10^{-6}$ cm/s ($=0,98 \times 10^{-3}$ m/dia).

Na fase de cálculo do programa (*Calculation*), o carregamento foi aplicado em 7 etapas, sob condições não drenadas. Após cada etapa de carregamento, introduziu-se um período de adensamento de 1 dia, para que o excesso de poropressão fosse completamente dissipado. Terminada a última etapa de carregamento, um período de adensamento adicional de 100 dias foi introduzido. A Tabela 5.3 esquematiza as etapas de cálculo.

A Figura 5.3 apresenta as previsões numéricas de deslocamentos verticais em confronto com os deslocamentos medidos durante o ensaio de laboratório. Nota-se um

ajuste bastante adequado entre os resultados experimentais e as análises numéricas. A não linearidade na curva numérica se deve aos períodos de consolidação.

Tabela 5.3. Etapas de Carregamento: Ensaio de Adensamento

Etapa	Tipo de Cálculo	Carregamento (kPa)	Tempo (dias)	Tempo total (dias)
1	Aplicação de carga	10	0	0
2	Adensamento	10	1	1
3	Aplicação de carga	20	0	1
4	Adensamento	20	1	2
5	Aplicação de carga	40	0	2
6	Adensamento	40	1	3
7	Aplicação de carga	80	0	3
8	Adensamento	80	1	4
9	Aplicação de carga	160	0	4
10	Adensamento	160	1	5
11	Aplicação de carga	320	0	5
12	Adensamento	320	1	6
13	Aplicação de carga	640	0	6
14	Adensamento	640	1	7
15	Adensamento	640	100	107

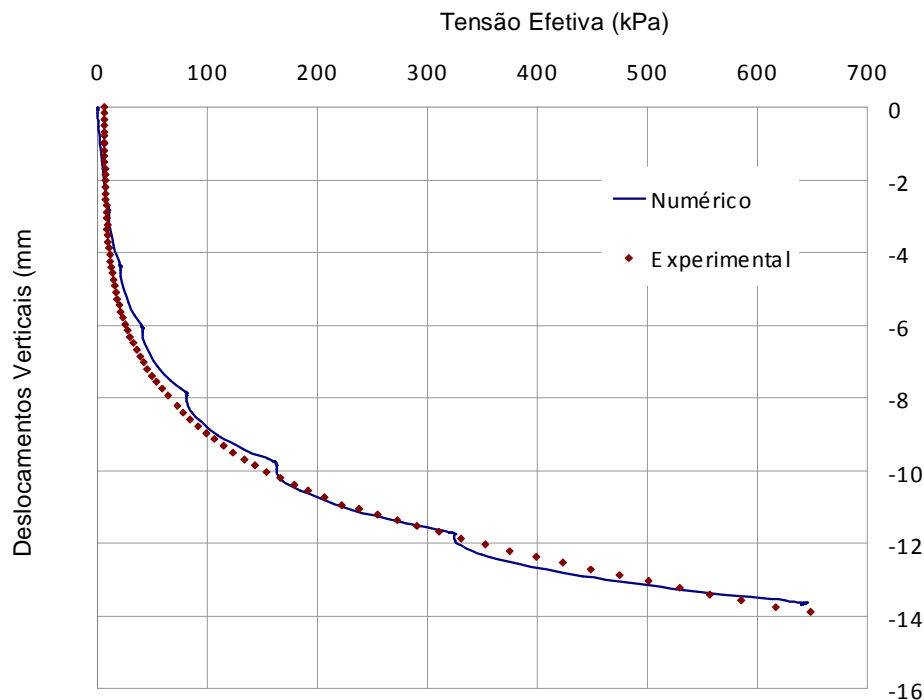


Figura 5.3. Previsões numéricas vs resultados experimentais: Ensaio de Adensamento

Ressalta-se que a metodologia adotada na reprodução do ensaio de adensamento seguiu as sugestões do manual do programa (Brinkgrieve, 2002), com etapas de carregamento e adensamento. Esta metodologia é a mesma dos ensaios de adensamento

convencionais, onde se aplica uma tensão vertical na superfície do corpo de prova, e mede-se a evolução das deformações verticais ao longo do tempo.

A Figura 5.4 confronta as curvas e vs σ' numérica e de laboratório. Observa-se que, para a faixa de tensões de 10 a 800kPa, a curva de laboratório interpolou a curva prevista numericamente, reproduzindo satisfatoriamente o ensaio de adensamento.

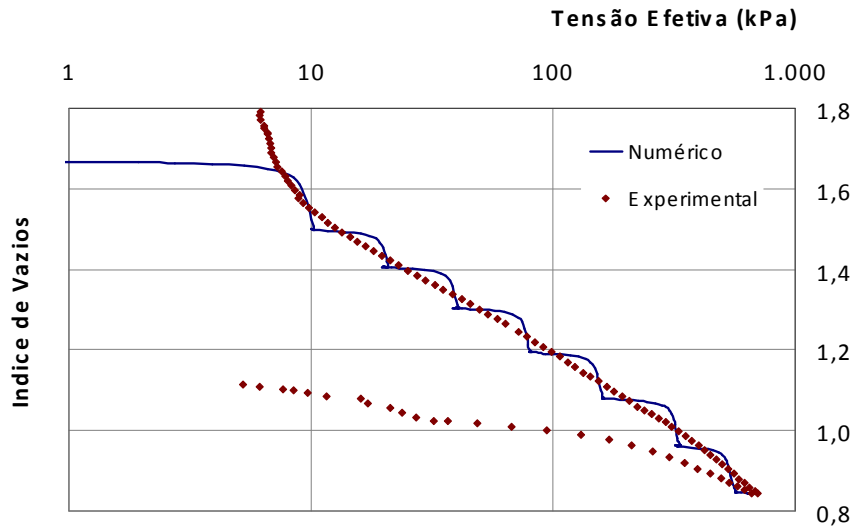


Figura 5.4. Análise Numérica x Análise Experimental

5.3. Comentários Finais

O presente capítulo apresentou a ferramenta numérica adotada na presente dissertação, destacando a introdução da geometria, os modelos constitutivos disponíveis e as diferentes metodologias de cálculo.

Um ensaio de adensamento executado no resíduo de bauxita foi reproduzido numericamente de forma a validar as análises numéricas apresentadas na presente dissertação. A partir da reprodução deste ensaio, foi possível estabelecer o modelo constitutivo mais adequado para simulações que envolvem problemas de adensamento e buscar parâmetros de compressibilidade representativos do resíduo.

Os resultados permitiram a validação do programa Plaxis em análises de grandes deformações, e mostraram que o modelo *Soft Soil* permite a reprodução do comportamento de solos muito moles, como resíduos de bauxita.

O Capítulo 6 apresenta a calibração do modelo a partir da reprodução da área de resíduos 2, e, em uma etapa final, a previsão do comportamento da área 3.

6. Análises Numéricas

6.1. Introdução

Este capítulo apresenta as análises numéricas das áreas de resíduos descritas no Capítulo 4. As análises foram executadas com o programa Plaxis, de elementos finitos, validado no item 5.2, para problemas que envolvem grandes deformações.

Inicialmente, serão apresentados os aspectos envolvidos na modelagem, tais como geometria, condições de contorno, geração de malha, modelos constitutivos e parâmetros representativos dos materiais envolvidos.

Uma vez definidos os parâmetros dos materiais e os modelos a serem adotados, será reproduzido o alteamento da área de resíduos 2, confrontando-se as previsões numéricas com os resultados da instrumentação de campo (placas de recalques e marcos superficiais) como comentado no Capítulo 3. Nesta etapa, os parâmetros do resíduo serão reavaliados.

Posteriormente, será realizada a simulação numérica do alteamento da área de resíduos 3, de forma a prever os deslocamentos horizontais e a evolução dos recalques com o tempo.

As análises serão bidimensionais, procurando-se considerar as deformações verticais ao longo da profundidade, e as deformações horizontais ao longo da superfície da lama depositada e já em processo de adensamento devido ao peso próprio.

6.2. Simulação Numérica da Área de Resíduos 2

A pilha de alteamento é constituída pela superposição de camadas, resultando em uma sobrecarga que impõe o recalque por adensamento do resíduo pré-existente (Material 2). A Figura 6.1 apresenta a geometria adotada nas análises do alteamento da área de resíduos 2.

Nas análises numéricas, a camada de 15,00m de resíduo de fundação (Material 2) foi dividida em 5 subcamadas (Figura 3.3), visando a representação da variação dos parâmetros geotécnicos com a profundidade.

A camada de resíduo lançado durante o alteamento (Material 3) foi subdividida em 5 subcamadas, buscando-se reproduzir fielmente, nas análises numéricas, as diferentes etapas de lançamento e os tempos de consolidação estabelecidos durante o processo construtivo (Tabela 3.2).

A pilha de alteamento é constituída pela superposição de camadas, resultando em uma sobrecarga que impõe o recalque por adensamento do resíduo pré-existente (Material 2). A Figura 6.1 apresenta a geometria adotada nas análises do alteamento da área de resíduos 2.

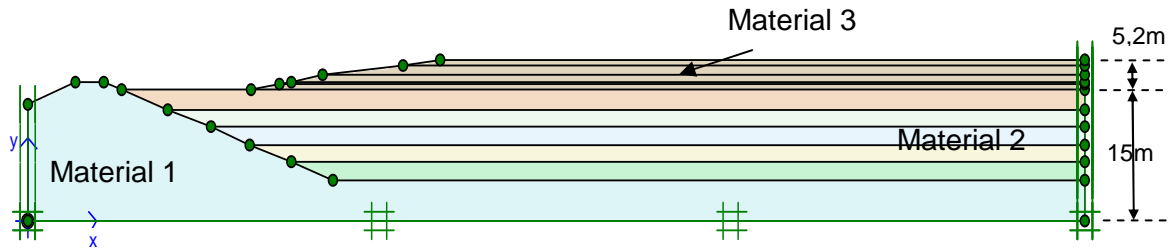


Figura 6.1. Geometria Adotada nas Análises Numéricas da Área de Resíduos de Bauxita 2

6.2.1. Condições de Contorno

Os reservatórios tendem a apresentar grandes dimensões em planta. No caso da área 2, a razão entre a largura total da seção e a espessura de resíduo de fundação (H) é da ordem de 40 vezes. Este fato torna inviável, por um problema de escala, a introdução da geometria completa no programa Plaxis. Desta forma, fez-se necessário reduzir a dimensão da seção a ser analisada, sem que houvesse influência das condições de contorno nos resultados dos deslocamentos previstos. Para tal, foram realizadas análises preliminares variando-se o valor mínimo de largura da crista (X), indicado na Figura 6.2, mantendo-se a espessura H constante e igual a 15m.

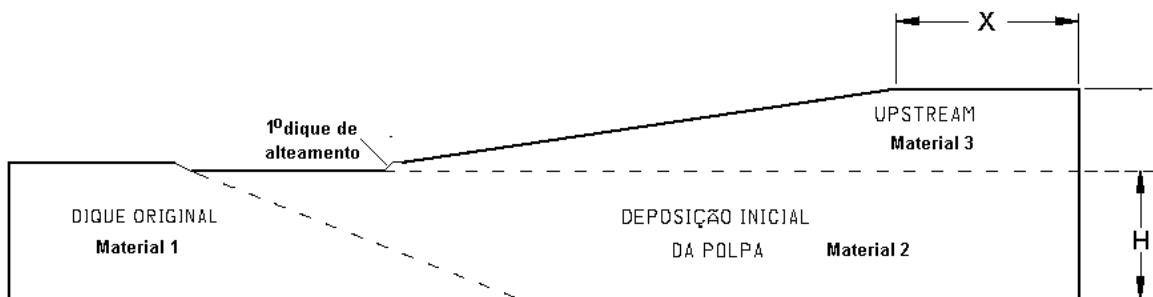


Figura 6.2. Definição da Geometria Mínima das Análises Numéricas

Foram executadas análises para quatro diferentes condições: $X/H=2$, $X/H=4$, $X/H=6$ e $X/H=9$. A Figura 6.3 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais com o tempo em um ponto situado na interface pilha/fundação. Nota-se que os resultados considerando-se as razões $X/H=6$ e $X/H=9$ mostraram-se próximos, com diferenças máximas de 2,5mm. Desta forma, conclui-se que a adoção da geometria mínima com $X/H = 9$ permite a reprodução dos deslocamentos horizontais sem influência das condições de contorno.

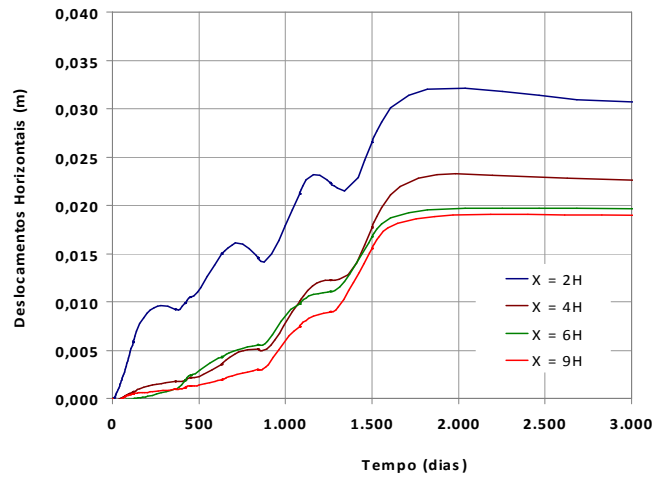


Figura 6.3. Definição da Geometria Mínima para as Análises Numéricas

6.2.2. Definição dos Modelos Constitutivos

O dique de solo compactado (Material 1), constituído por um solo areno siltoso compacto, foi representado pelo modelo Mohr-Coulomb. Os parâmetros, listados na Tabela 6.1, foram estimados em face de inexistência de dados experimentais. Acredita-se que tais parâmetros não tenham interferência significativa no comportamento tensão x deformação do dique.

Tabela 6.1. Parâmetros dos Materiais: Dique e Pilha do *Upstream*

Material	Modelo Constitutivo	Parâmetro	Valor	
1	Dique de solo compactado	Mohr-Coulomb	Peso específico (γ)	19kN/m ³
			Módulo de deformabilidade (E)	50.000kN/m ²
			Coefficiente de Poisson (ν)	0,30
			Coesão (c)	5kPa
			Ângulo de atrito (ϕ)	35°
3	Pilha do <i>upstream</i>	Linear-Elástico	Peso específico (γ)	16kN/m ³
			Módulo de deformabilidade (E)	2.000kN/m ²
			Coefficiente de Poisson (ν)	0,30

Para a representação da pilha de alteamento (Material 3) foi adotado o modelo linear-elástico, que é definido apenas pelos parâmetros elásticos do material (E e ν). A escolha deste modelo teve como objetivo a representação da sobrecarga imposta pela pilha de resíduo sobre a fundação de solo mole (Material 2) já existente. Sabe-se que este material também sofre adensamento por peso próprio, e o modelo constitutivo mais representativo seria o *Soft Soil*. No entanto, dada a complexidade do problema em questão, optou-se por

desprezar as deformações decorrentes do adensamento deste material, e a possibilidade de ruptura por cisalhamento, de modo que a pilha seja considerada apenas como sobrecarga e as deformações por adensamento ocorram apenas no solo de fundação (Material 2). O foco do presente trabalho seria a previsão das deformações sofridas pelo resíduo pré-existente após o lançamento da pilha de alteamento de resíduos (*upstream*). Os parâmetros adotados para este material também estão listados na Tabela 6.1.

O resíduo depositado pela técnica convencional (Material 2), que serve de fundação para a pilha, foi representado pelo modelo *Soft Soil*. Este modelo permite a reprodução das deformações sofridas por solos de alta compressibilidade e baixa permeabilidade, e considera o tempo de adensamento. A adoção deste modelo requer a definição dos pesos específicos (γ_{sat} , γ_d), parâmetros de resistência (ϕ' , c'), permeabilidade (k_x e k_y), ângulo de dilatância (ψ), razão de pré-adensamento (OCR), coeficiente de Poisson (ν), índices de compressibilidade (C_c , C_R) e índice de vazios inicial (e_o).

A definição dos parâmetros teve como base os resultados do programa de investigação realizado no resíduo de fundação da área de resíduos 3. Apesar de ambos os reservatórios (áreas 2 e 3) serem constituídos do mesmo material, o tempo de consolidação teve de ser considerado na interpretação dos resultados experimentais. Antes da fase de alteamento, a porcentagem de adensamento na área 3 é decorrente de toda a seqüência de lançamento do resíduo e tempo de espera entre 2 operações consecutivas de lançamento. Como tal seqüência depende de inúmeros fatores, relacionados à produção do resíduo, dificilmente é repetida nas diversas áreas. Com isso, as áreas provavelmente encontravam-se com porcentagens de adensamento distintas, acarretando em diferenças nas distribuições de peso específico, índice de vazios e permeabilidade. Por outro lado, os demais parâmetros geotécnicos seriam pouco afetados pelo grau de dissipação dos excessos de poropressão.

Os parâmetros de resistência do resíduo de fundação foram definidos a partir de ensaios triaxiais CIU, que indicaram um valor nulo de intercepto coesivo (c') e um ângulo de atrito (ϕ') igual a 29° .

Os valores de índice de compressão (c_c) foram calculados a partir da inclinação das curvas e $vs \ln \sigma'$, no trecho correspondente a tensões entre 20 e 700kPa, dos ensaios CRD apresentados na Figura 4.9, tendo sido adotado um valor médio de c_c igual a 0,38.

Assumindo que a influência do peso específico da fundação na análise dos recalques gerados pelo alteamento do reservatório seja pequena, adotou-se a Eq. 4-2, conforme resultados obtidos na área de resíduos 3. Na superfície do resíduo de fundação, o peso específico apresenta um valor igual a $15,70\text{kN/m}^3$, crescente com a profundidade, até atingir o valor $16,44\text{kN/m}^3$ na base da fundação de resíduo.

Quanto ao índice de vazios, optou-se por adotar a distribuição extraída de Bedin (2006), apresentada na Figura 6.4, estabelecida antes do processo de alteamento da área 2. Os valores de índice de vazios correspondentes a cada camada foram inseridos no subprograma *input* a partir dos valores de λ^* e κ^* , apresentados no Capítulo 5.

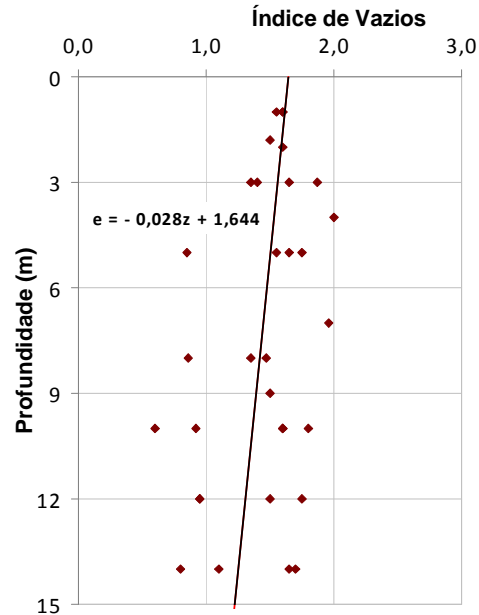


Figura 6.4. Variação do Índice de Vazios com a Profundidade: Área de Resíduos 2

A distribuição do coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) foi estimada considerando-se a Eq. 4.3 e a variação do índice de vazios com a profundidade mostrada na Figura 4.6.

Em relação ao coeficiente de permeabilidade horizontal, foi adotada uma anisotropia de permeabilidades horizontal e vertical (k_x/k_v) aproximadamente igual 1,1, sugerida para argilas sem macroestrutura definida (Jamiolkowski et al, 1985).

A Tabela 6.2 reúne os parâmetros geotécnicos adotados nas análises numéricas. Ressalta-se que, para permitir a drenagem na base da fundação de resíduos, adotou-se para o material 1 (dique de solo compactado) uma permeabilidade igual 1,0m/dia, significativamente superior à adotada para o resíduo de fundação.

Tabela 6.2. Parâmetros Geotécnicos Adotados na Fundação: Área de Resíduos 2

\bar{z} (m)	c (kPa)	ϕ (°)	C_c	γ (kN/m ³)	e_o	k_v (cm/s)	k_x (cm/s)
1,5				15,88	1,602	$1,140 \times 10^{-6}$	$1,254 \times 10^{-6}$
4,5				16,19	1,518	$1,053 \times 10^{-6}$	$1,158 \times 10^{-6}$
7,5	0	29	0,38	16,50	1,434	$9,728 \times 10^{-7}$	$1,070 \times 10^{-6}$
10,5				16,80	1,350	$8,985 \times 10^{-7}$	$9,884 \times 10^{-7}$
13,5				17,10	1,266	$8,300 \times 10^{-7}$	$9,130 \times 10^{-7}$
Valores Médios:				16,49	1,434	$9,788 \times 10^{-7}$	$1,076 \times 10^{-6}$

6.2.3. Análise dos Recalques

A Figura 6.5 mostra a evolução dos recalques prevista numericamente pelo programa Plaxis em um ponto (A), distante 150m do dique original, e posicionado na interface entre a pilha e a fundação composta do resíduo pré-existente. As medições das placas de recalque ao longo de um período de 50 meses, também estão mostradas na Figura e correspondem ao tempo de operação do alteamento. A cobertura para a reabilitação da área, executada posteriormente, não foi incorporada no presente trabalho.

Pode-se observar que a previsão numérica forneceu recalques próximos à média dos medidos no campo, sendo previsto um recalque de 487mm, após 50 meses. A variabilidade nas leituras das placas de recalque pode ser atribuída a não uniformidade do processo de deposição dos resíduos sobre a área do reservatório. Este processo é controlado a partir da análise da qualidade do material já lançado, que pode apresentar características de resistência insuficientes para receber o lançamento de uma nova camada. Com isso, pode-se admitir que os processos de lançamento adotados nas regiões das placas PR-04, PR-05, PR-06, PR-08 e PR-09 são razoavelmente compatíveis com a seqüência de lançamento reproduzida na análise numérica.

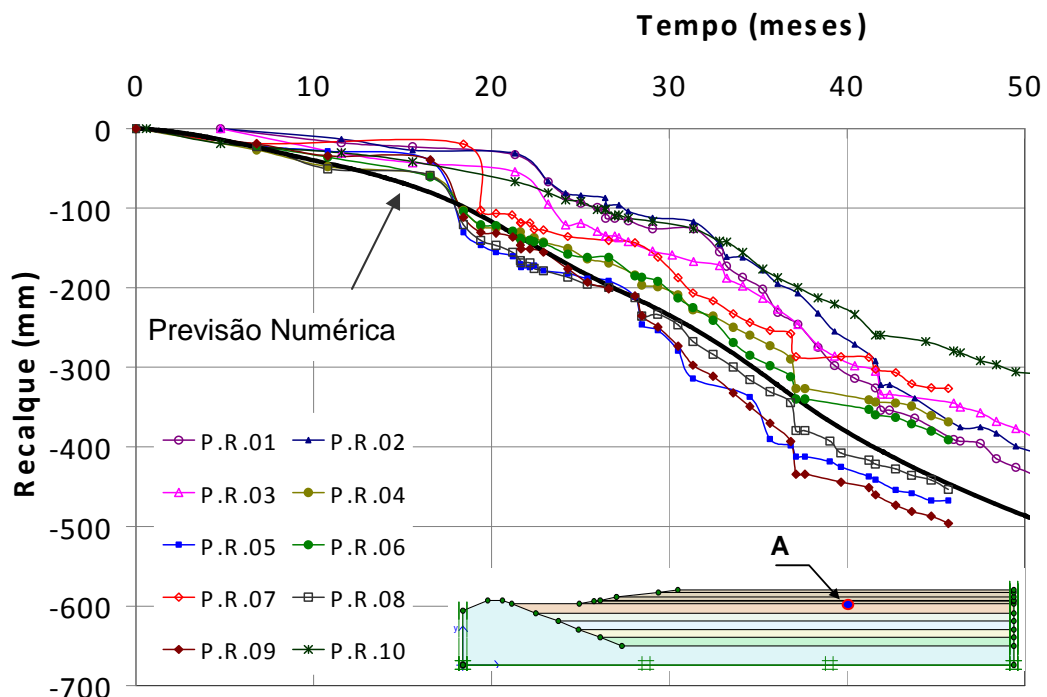


Figura 6.5. Evolução do recalque com o tempo até o final de operação do alteamento

A Figura 6.6 mostra a previsão numérica da curva recalque vs tempo, do ponto A, até sua estabilização, desprezando o efeito da implantação da cobertura. A análise numérica prevê um recalque total de 569mm, a ser atingido em cerca de 90 meses.

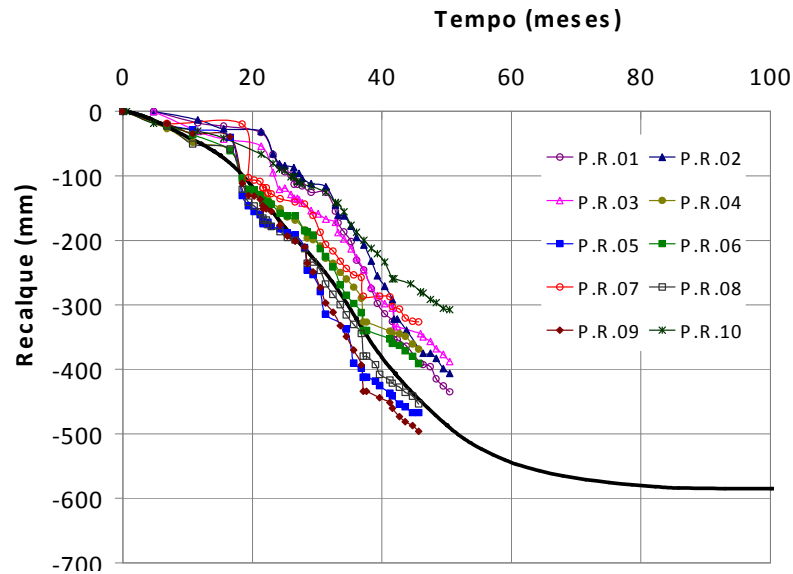
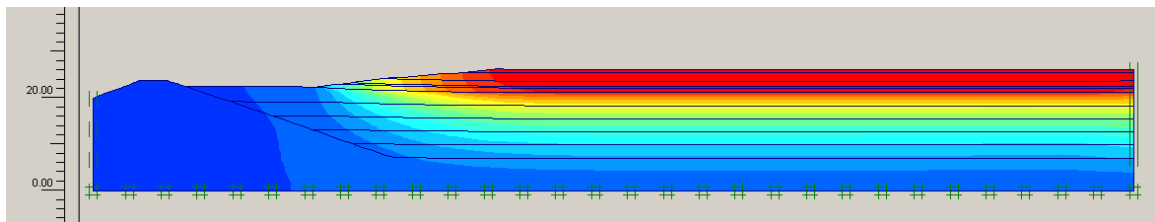


Figura 6.6. Evolução do recalque com o tempo: Área de Resíduos 2

A Figura 6.7 mostra as curvas de iso-deslocamentos verticais ao final do processo de adensamento. Maiores recalques ocorrem próximo ao centro da pilha, que recebem integralmente o carregamento; isto é, no centro da pilha o acréscimo de tensão vertical é igual ao peso próprio da pilha com 5,20m de altura. Nos pontos mais próximos do dique o carregamento é menor, conduzindo a menores valores de recalque. Observa-se, também, que os maiores recalques ocorrem no topo da camada do resíduo de fundação, com valores mais reduzidos em profundidade.



Legenda: ■ $\rho = 0\text{mm}$ ■ $\rho = 600\text{mm}$

Figura 6.7. Curvas de Iso-Recalque Final: Área de Resíduos 2

Cabe ressaltar que, na ocasião do alteamento, o resíduo de fundação (Material 2) provavelmente apresentava uma distribuição de poropressões decorrente do processo de adensamento por ação do peso próprio. Esta condição foi claramente identificada nos ensaios realizados na área de resíduos 3 (Figura 4.16). No entanto, o programa Plaxis não dispõe de mecanismos que permitam a introdução de distribuições de poropressão que não sejam originadas por um processo de fluxo permanente ou por condição hidrostática; em outras palavras, não é possível incorporar o processo de adensamento por peso próprio.

Apesar desta restrição, fez-se uma tentativa de estabelecer uma distribuição inicial de poropressão a partir da simulação do lançamento do resíduo de fundação em uma etapa

única, com tempo de construção igual ao tempo de operação. Em seguida, impôs-se um período de adensamento igual ao tempo transcorrido entre o encerramento do lançamento do resíduo no reservatório (método convencional) e o início da operação de alteamento a montante. Como resposta, o programa forneceu recalques pouco expressivos, reafirmando a impossibilidade de simulação do adensamento por peso próprio.

Cabe ainda destacar que, nesta análise foram adotados os parâmetros do resíduo obtidos experimentalmente. No entanto, o mais correto seria corrigi-los, pois na ocasião do lançamento, estes deveriam ser representativos da polpa e não da condição do resíduo no momento anterior à etapa de alteamento. Adicionalmente, tais parâmetros seriam dependentes do tempo, visto estarem simultaneamente ocorrendo processos de sedimentação e adensamento, implicando em uma dificuldade adicional nas análises numéricas.

6.2.3.1. Influência da Compressão Secundária

Efeitos oriundos da compressão secundária do resíduo de fundação foram avaliados a partir da adoção do modelo constitutivo *Soft Soil Creep*. Este modelo difere do *Soft Soil* pela introdução do coeficiente de adensamento secundário (C_{α}) nas análises.

No presente trabalho, C_{α} foi definido a partir dos ensaios de adensamento, tendo sido calculado como sendo igual a 0,01.

A Figura 6.8 compara as previsões de recalques obtidas a partir dos 2 modelos e mostra que a incorporação da compressão secundária produz um recalque total da ordem de 597mm, em 250 meses, sendo 28mm correspondente ao *creep*. Observa-se que a partir de um tempo igual a 90 meses, o modelo *soft soil* apresenta um patamar de estabilização, enquanto o modelo *soft-soil creep* produz recalques crescentes com o tempo (adensamento secundário).

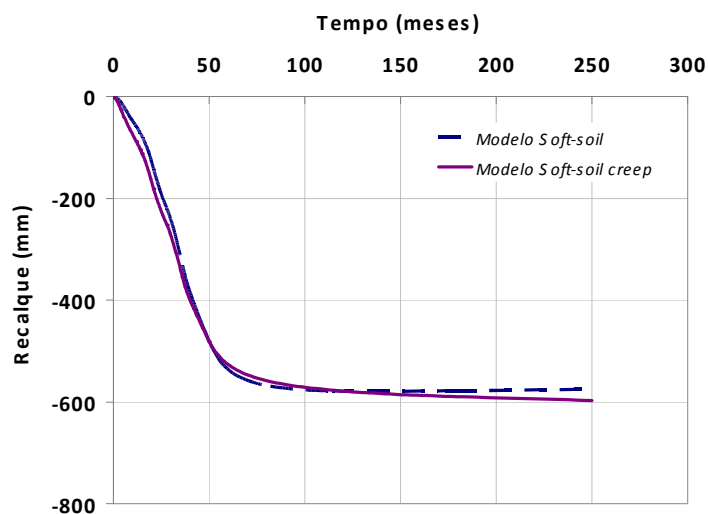


Figura 6.8. Recalques Previstos – Área de Resíduos 2: *Soft Soil* x *Soft Soil Creep*

6.2.3.2. Influência da Estratigrafia do Solo de Fundação

Nos resultados apresentados anteriormente, a camada de resíduo de fundação foi subdividida em 5 subcamadas, com parâmetros variáveis com a profundidade. A adoção de uma camada homogênea, de 15m de espessura, com parâmetros geotécnicos correspondentes à média dos valores fornecidos na Tabela 6.2, acarretou em uma pequena redução na estimativa do recalque total (540mm), como mostra a Figura 6.9. No entanto, ainda assim, sua evolução no tempo mostrou-se compatível com os registros de campo.

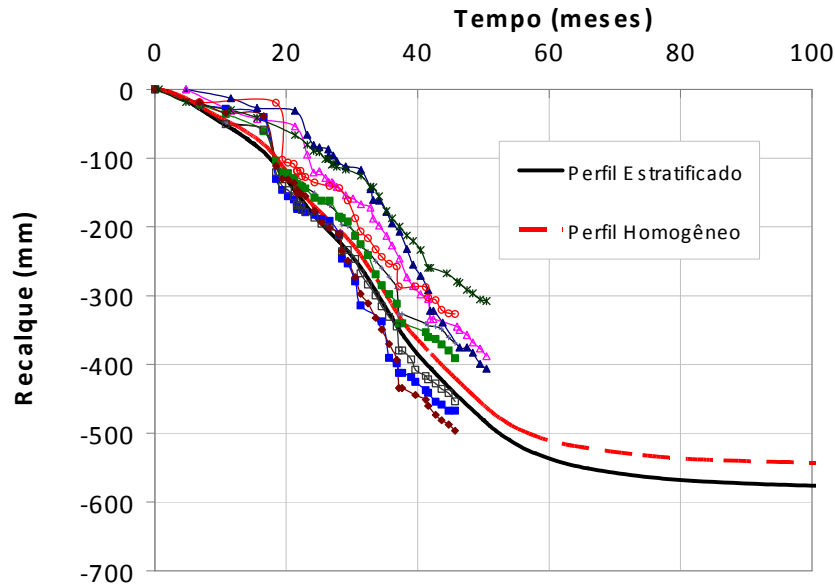


Figura 6.9. Recalques previstos: perfil homogêneo x heterogêneo (camada de fundação)

6.2.3.3. Comparação entre Diferentes Métodos

A Tabela 6.3 compara a previsão de recalques utilizando os modelos *soft soil* e *soft soil creep* com os valores estimados analiticamente pela teoria clássica de adensamento (válida somente para recalques infinitesimais) e pelo método de interpretação dos recalques de Asaoka.

Na estimativa pela teoria clássica de adensamento de Terzaghi, atribuiu-se condição de poropressão hidrostática para o resíduo de fundação e foi considerado o efeito da submersão do aterro, de forma a permitir a comparação direta entre os diferentes métodos. A camada de fundação foi subdividida em 5 subcamadas de 3,0m e adotou-se como índice de vazios inicial, os valores apresentados na Tabela 6.2. Para o recalque secundário, admitiu-se o mesmo tempo de adensamento primário previsto pela análise numérica (90 meses), embora que, considerando-se $c_v = 2,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ (Figura 4.17), a previsão analítica indicasse 115 meses, para uma porcentagem de adensamento de 95%.

Cabe comentar, que na formulação clássica de adensamento, considera-se que o adensamento secundário ocorre após o adensamento primário, enquanto o programa Plaxis

considera que ambos ocorrem simultaneamente. Apesar das diferentes interpretações, os valores de recalques secundários mostraram-se bastante próximos.

Com relação ao método de Asaoka, foram utilizados os resultados da placa PR-09, julgados representativos do processo real de lançamento.

Tabela 6.3. Previsão de Recalques: Área de Resíduos 2

Método	Parâmetros geotécnicos da fundação	Recalque total		Recalque secundário (mm)
		Valor (mm)	Tempo (meses)	
Plaxis (modelo <i>Soft Soil</i>)	variável com a profundidade	569	90	-
Plaxis (modelo <i>Soft Soil</i>)	constante com a profundidade	540	90	-
Plaxis (modelo <i>Soft Soil Creep</i>)	variável com a profundidade	597	250	28
Teoria Clássica	variável com a profundidade	697	250	27
Asaoka (PR-09)	-	564	-	-

Observa-se a boa concordância entre as análises numéricas e a estimativa de recalques por Asaoka, que apresentaram diferenças inexpressivas, de 5,0mm. Apesar das restrições ao uso da Teoria Clássica para a previsão dos recalques do resíduo, observou-se uma concordância adequada na estimativa dos recalques secundários. No entanto, os recalques primários mostraram valores levemente superiores.

6.2.4. Análise de Deformações Horizontais

Os deslocamentos horizontais obtidos numericamente foram comparados aos deslocamentos medidos pelos marcos superficiais, instalados sobre o dique do 1º alteamento. Desta forma, procurou-se selecionar na malha de elementos finitos um ponto localizado neste mesmo local, como indica a Figura 6.10.

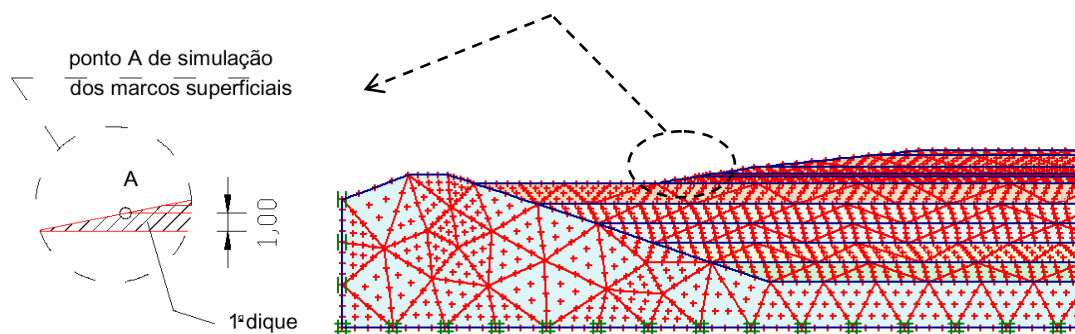


Figura 6.10. Ponto de Análise dos Deslocamentos Horizontais: Área de Resíduos 2

Os resultados, mostrados na Figura 6.11, indicam uma grande faixa de variação nos deslocamentos registrados no campo e um melhor ajuste entre a previsão numérica e as leituras de campo correspondentes aos marcos MS-14 e MS-15. Mais uma vez, a variabilidade nos registros de campo pode ser atribuída a não uniformidade do lançamento do resíduo no reservatório, ou, até mesmo, ao mau funcionamento de alguns instrumentos, que indicaram deslocamentos horizontais pouco expressivos. Adicionalmente, tem-se conhecimento de que em algumas regiões os diques foram construídos com taludes mais suaves, tendo em vista a ocorrência de solos moles, o que certamente alterou o padrão dos deslocamentos horizontais.

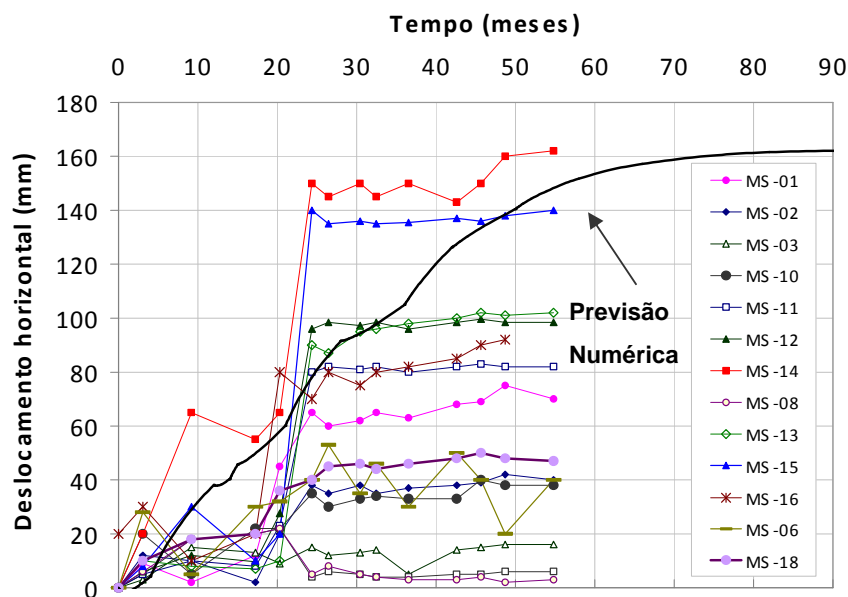


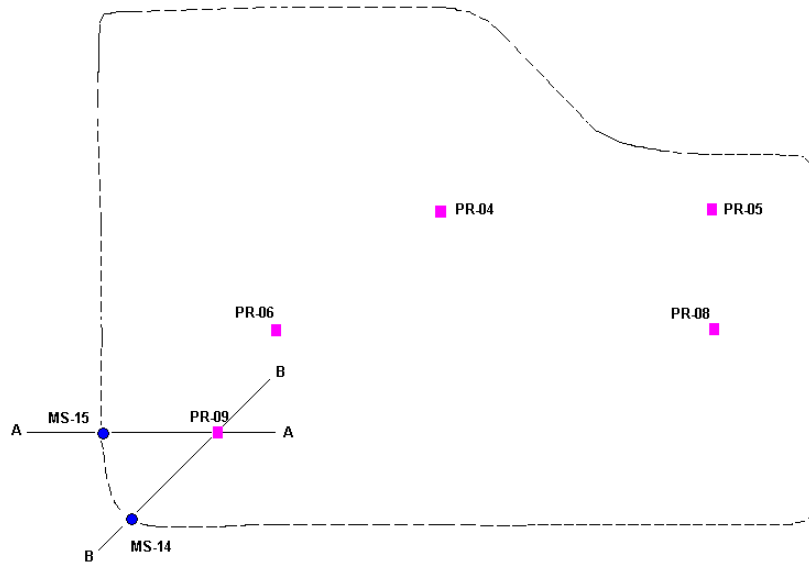
Figura 6.11. Deslocamentos Horizontais Previstos e Medidos pelos Marcos Superciais: Área 2

6.2.5. Compatibilização entre os Deslocamentos Verticais e Horizontais

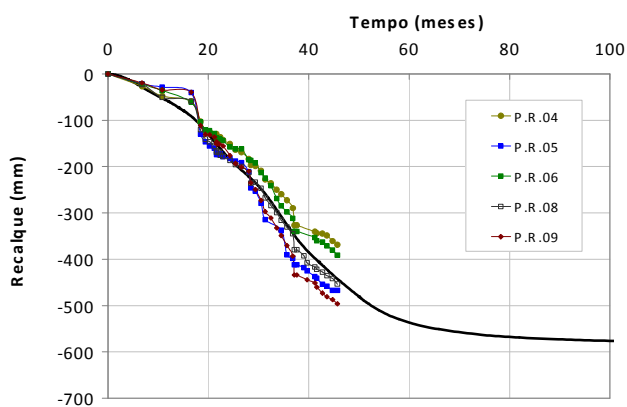
Buscou-se, no presente trabalho, relacionar os marcos superficiais às placas de recalque, visando uma melhor compreensão do comportamento da área. A Figura 6.12 apresenta a localização dos marcos (MS-14 e MS-15) e placas (PR-04, PR-05, PR-06, PR-08 e PR-09), cujos resultados foram considerados compatíveis com os obtidos na análise numérica. Observa-se, claramente, que a compatibilidade entre os deslocamentos e a análise numérica ocorre na região sudoeste do reservatório.

É interessante salientar que os deslocamentos horizontais previstos numericamente são decorrentes dos deslocamentos verticais (recalques) da pilha de resíduos, como pode ser verificado pelos vetores de deslocamentos totais (Figura 6.13). Nota-se que os deslocamentos horizontais ocorrem no sentido da região central do reservatório e são decorrentes da existência de maiores recalques da fundação no eixo de simetria da pilha.

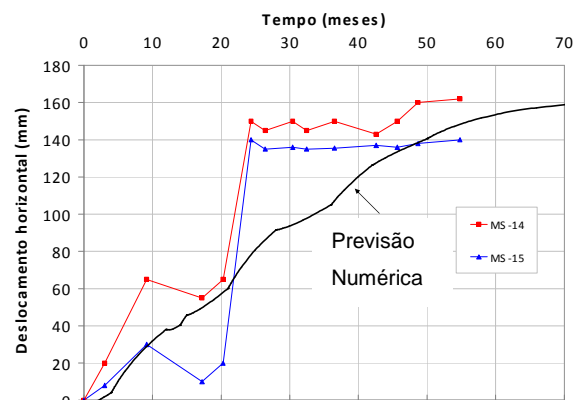
Tanto em termos de deslocamentos verticais, quanto em termos de deslocamentos horizontais, a previsão numérica apresentou valores próximos aos limites superiores.



(a) Localização dos marcos superficiais e das placas de recalque



(b) Placas de Recalque



(c) Marcos Superficiais

Figura 6.12. Localização dos instrumentos e análise numérica vs registros de campo

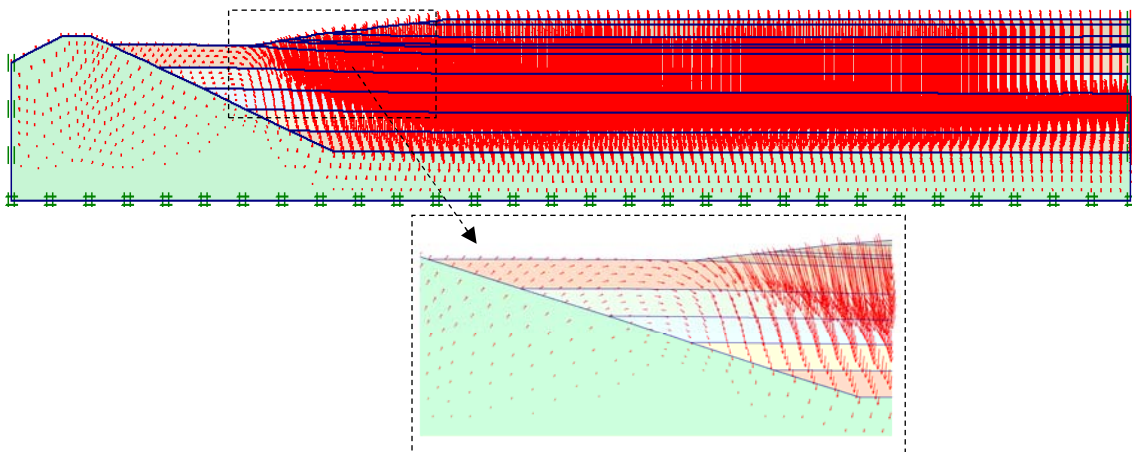


Figura 6.13. Vetores de Deslocamentos Totais: Área de Resíduos 2

6.2.6. Distribuição das Poropressões

A Figura 6.14 apresenta a previsão numérica dos excessos de poropressão ao longo do tempo, para um ponto localizado no centro da camada de resíduo de fundação ($z = 7,5\text{m}$). Nota-se que a modelagem foi capaz de prever a velocidade de dissipação das poropressões com o tempo. Coerentemente, observam-se acréscimos de poropressão nos instantes de carregamento, com subseqüentes períodos de adensamento e conseqüente dissipação. Ao final de 90 meses, o excesso de poropressão é aproximadamente nulo, atingindo-se o recalque total.

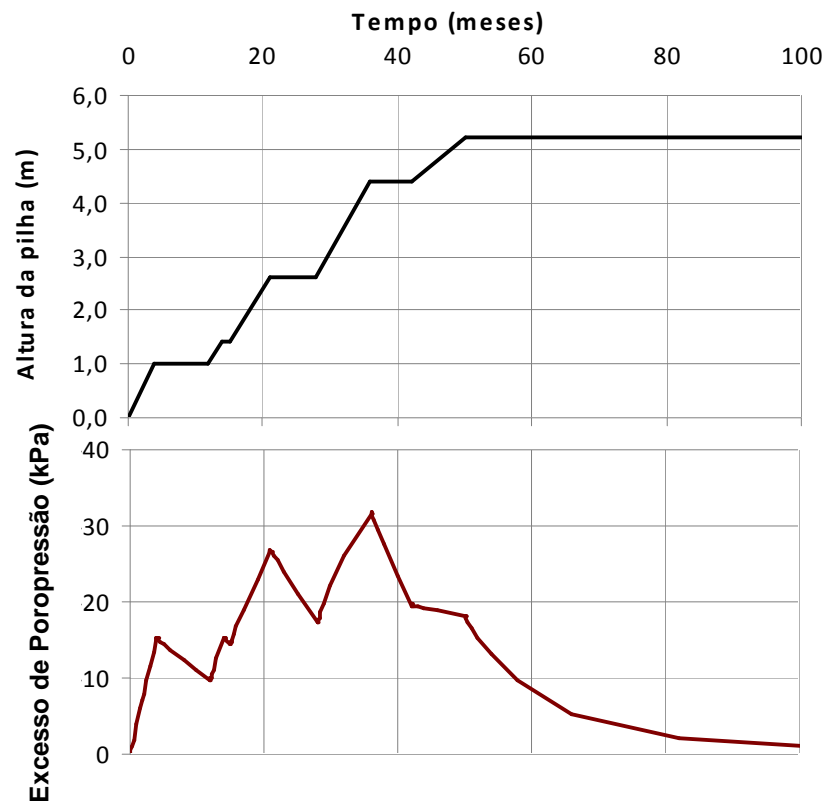


Figura 6.14. Evolução dos excessos de poropressão ao longo do tempo: Área de Resíduos 2

6.2.7. Considerações Finais Sobre a Reprodução do Comportamento da Área 2

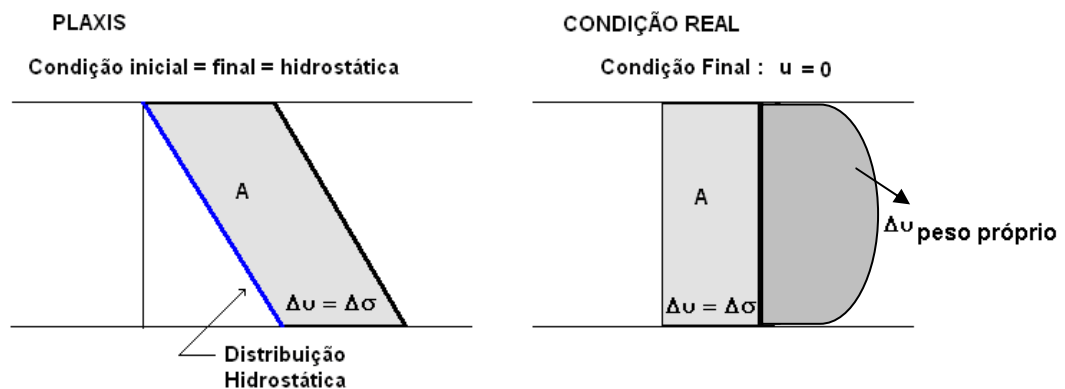
Os resultados das análises numéricas, em confronto com a instrumentação de campo, mostraram a potencialidade do programa Plaxis para a reprodução do comportamento de depósitos de resíduos durante a operação de alteamento a montante.

Os recalques e os deslocamentos horizontais previstos numericamente encontraram-se dentro da faixa de valores fornecidos pelas placas de recalques e pelos marcos superficiais, instalados na área. Os excessos de poropressão assim como sua dissipação com o tempo também se mostraram coerentes.

As análises numéricas realizadas no presente trabalho assumiram inicialmente uma distribuição hidrostática de poropressão e o excesso de poropressão a ser dissipado igual ao acréscimo de tensão imposto pela construção da pilha de alteamento. Com isso, desprezou-se o excesso gerado pelo processo de adensamento devido ao peso próprio.

A Figura 6.15 ilustra as diferenças entre os excessos de poropressão estimados na análise numérica e os excessos representativos da condição real de campo. Na situação real, tem-se inicialmente uma distribuição parabólica de excesso de poropressão, gerado durante o adensamento por peso próprio, que deve ser somada ao excesso de poropressão decorrente da construção da pilha. Sendo assim, o excesso de poropressão total a ser dissipado corresponde à soma das áreas A e B.

Ao se desprezar as deformações por peso próprio, subestimam-se os recalques da fundação, pois se desconsidera o excesso de poropressão já existente (área B, Figura 6.15). Sendo assim, acredita-se que os recalques reais sejam superiores aos previstos numericamente.



Área A: Excesso de poropressão gerado pela sobrecarga imposta pela construção da pilha

Área B: Excesso de poropressão decorrente do adensamento por peso próprio

Figura 6.15. Diferença entre a condição analisada pelo Plaxis e a situação real de campo

6.3. Simulação do Processo de Alteamento a Montante da Área de Resíduos 3

A simulação numérica do comportamento da área de resíduos 2 durante a operação de alteamento a montante, indicou que a ferramenta de análise, assim como os parâmetros representativos do resíduo de fundação e sua distribuição ao longo da espessura, mostraram-se capazes de reproduzir adequadamente os dados de monitoramento de campo. Com base nestes parâmetros, apresenta-se, a seguir, a previsão do comportamento do resíduo de fundação da área 3, cujo alteamento encontra-se em estágio de operação.

6.3.1. Geometria e Parâmetros dos Materiais

Analogamente à área de resíduos 2, a área 3 apresenta uma camada de resíduo de fundação (Material 2) de 15,00m de espessura, a qual foi subdividida em 5 subcamadas (Figura 3.8). Nesta área, o alteamento ocorreu em 3 etapas (Tabela 3.3). A geometria analisada e as condições de contorno estão mostradas na Figura 6.16.

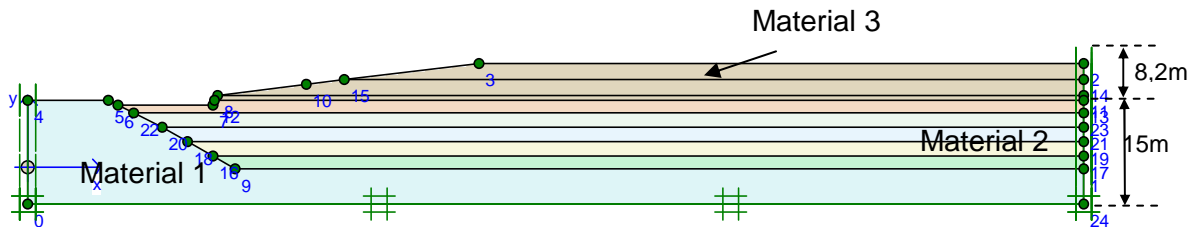


Figura 6.16. Geometria Adotada nas Análises Numéricas da Área de Resíduos de Bauxita 3

Os modelos e parâmetros do dique de solo compactado (Material 1) e da pilha de *upstream* (Material 3) foram os mesmos adotados na simulação da área 2 (Tabela 6.1). Os parâmetros adotados para o resíduo de fundação (Material 2) estão apresentados na Tabela 6.4. Os valores de índice de vazios inicial e permeabilidade são distintos aos adotados nas análises da área de resíduos 2, tendo em vista os diferentes graus de adensamento nas áreas no início de alteamento.

Tabela 6.4. Parâmetros Geotécnicos Adotados na Fundação: Área de Resíduos 3

\bar{z} (m)	c (kPa)	ϕ (°)	C_c	γ (kN/m ³)	e_o	k_y (cm/s)	k_x (cm/s)
1,5				15,88	2,171	$1,952 \times 10^{-6}$	$2,147 \times 10^{-6}$
4,5				16,19	2,045	$1,733 \times 10^{-6}$	$1,906 \times 10^{-6}$
7,5	0	29	0,38	16,50	1,919	$1,538 \times 10^{-6}$	$1,692 \times 10^{-6}$
10,5				16,80	1,793	$1,365 \times 10^{-6}$	$1,502 \times 10^{-6}$
13,5				17,10	1,667	$1,212 \times 10^{-6}$	$1,333 \times 10^{-6}$
Valores Médios:				16,49	1,919	$1,560 \times 10^{-6}$	$1,716 \times 10^{-6}$

6.3.2. Análise de Recalques

A Figura 6.17 compara as curvas de recalque vs tempo, previstas pelo Plaxis, considerando-se os modelos *soft-soil* e *soft-soil creep* e a Tabela 6.5 compara os resultados estimados para as áreas 2 e 3. Observa-se que os recalques cessam após aproximadamente 75 meses, indicando que velocidade de recalque nesta área é superior à da área 2, que apresentou uma estabilização em 90 meses. De fato, os valores de

permeabilidade da área 3 (Tabela 6.4) são cerca de 60% superiores aos da área 2 (Tabela 6.2), resultando em uma maior velocidade de dissipação.

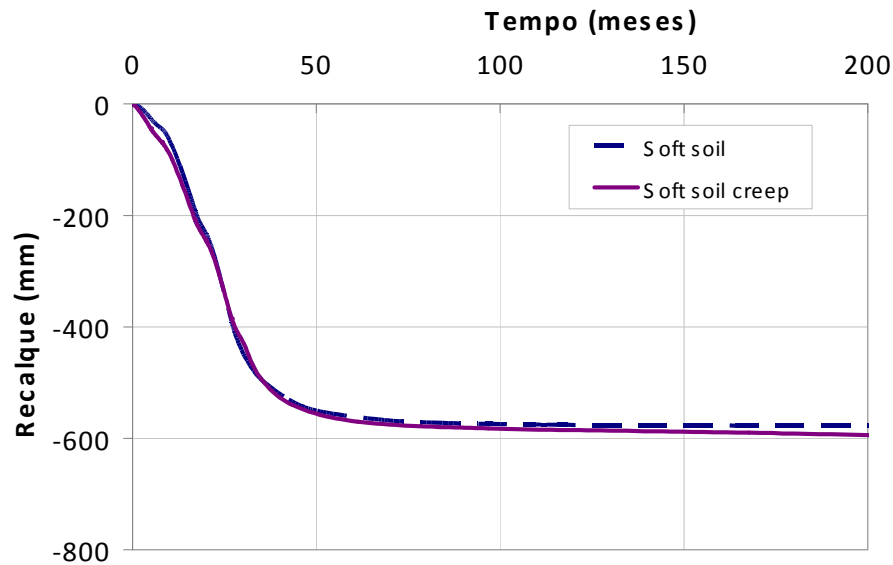


Figura 6.17. Recalques Previstos: Área de Resíduos 3 (Soft soil x soft soil creep)

Por outro lado, apesar da altura da pilha na área de resíduos 3 ser cerca de 58% superior à da área 2, as diferenças em termos de recalque total previsto numericamente foram inferiores a 2%, podendo ser consideradas desprezíveis. Este resultado sugere que as influências do índice de vazios inicial e da altura da sobrecarga se equilibram na estimativa do recalque.

A estimativa do comportamento da fundação, segundo a teoria clássica de adensamento, também está apresentada na Tabela 6.5. Esta estimativa foi realizada seguindo-se a mesma metodologia adotada na área 2; isto é, considerou-se uma condição inicial de poropressão hidrostática, o efeito da submersão do aterro, e a variação dos parâmetros com a profundidade. A compressão secundária foi calculada assumindo-se o tempo de adensamento primário previsto pela análise numérica. A previsão de recalque primário indicou maiores valores na área 3 em decorrência de maior acréscimo de sobrecarga, a despeito da menor quantidade de sólidos ($H_v/(1+e_0)$) presente na fundação.

Considerando que a magnitude da compressão secundária independe da sobrecarga imposta, observam-se diferenças pouco expressivas com relação à previsão numérica de recalques secundários. No caso da teoria clássica, a diferença entre os valores de recalque secundário das áreas 2 e 3 decorre das diferentes quantidades de sólidos e do tempo para se atingir o recalque primário, iguais a 90 e 75 meses, para as áreas 2 e 3, respectivamente.

Tabela 6.5. Previsão de recalques: vida útil = 50anos

Método	Área de Resíduos 2		Área de Resíduos 3	
	$\rho_{\text{primário}}$ (mm)	$\rho_{\text{secundário}}$ (mm)	$\rho_{\text{primário}}$ (mm)	$\rho_{\text{secundário}}$ (mm)
Plaxis (modelo <i>Soft Soil</i>)	569	-	580	-
Plaxis (modelo <i>Soft Soil Creep</i>)	569	46	580	42
Teoria Clássica	670	51	743	47

A Figura 6.18 apresenta a bacia de recalques, prevista sob a pilha ao final do alteamento. Os recalques são praticamente desprezíveis até o pé do talude, aumentando em direção ao centro da pilha, com previsão de recalque máximo da ordem de 600mm.

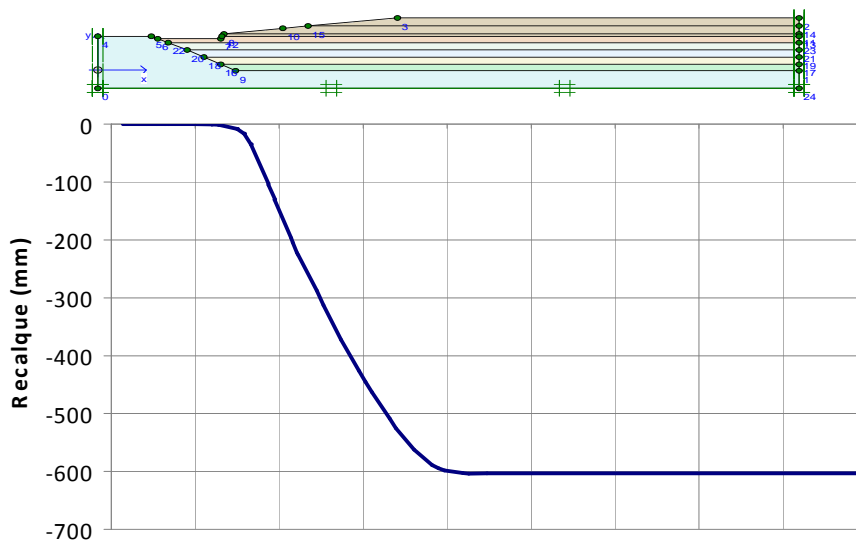


Figura 6.18. Bacia de Recalques Totais Sob a Pilha na Área 3

6.3.3. Análise dos Deslocamentos Horizontais

A Figura 6.19 apresenta a previsão dos deslocamentos horizontais no ponto A, onde se observa um valor máximo de 105mm, ao final do adensamento. Os vetores de deslocamentos totais indicam movimentação no sentido da pilha (Figura 6.20), como observado na área 2. Os maiores deslocamentos horizontais ocorrem no ponto A, no sentido da pilha. No ponto B, observam-se os maiores deslocamentos horizontais no sentido oposto.

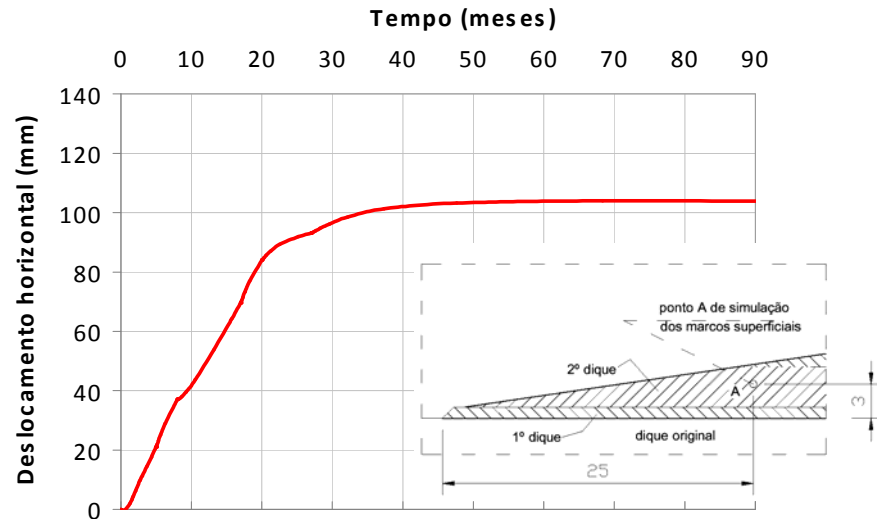


Figura 6.19. Deslocamentos Horizontais Previstos no Ponto A: Área 3

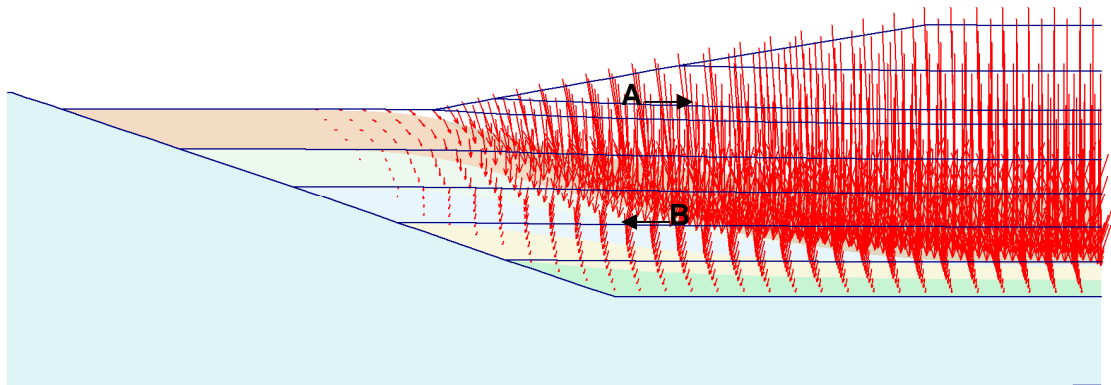


Figura 6.20. Vetores de Deslocamentos Totais: Área 3

6.4. Influência da Redução de H_d no tempo de Adensamento

Como comentado anteriormente, a teoria clássica pressupõe deformações infinitesimais, que não reproduzem a situação real de campo. O adensamento de pequenas deformações pressupõe que a distância de drenagem H_d seja constante durante a evolução dos recalques, conduzindo a tempos de final de adensamento superiores aos reais.

Martins e Abreu (2002) propõem um método simples para a obtenção da evolução de recalques com o tempo, considerando a hipótese de grandes deformações. Os autores apresentam valores de fator tempo modificados (T^*) que incorporam a variação da distância de drenagem ao longo do tempo.

Na análise da área 3, foram estimados recalques correspondentes a aproximadamente 5% da espessura da camada compressível ($\varepsilon_v = \rho/H_0$). Desta forma, a partir dos valores de T^* apresentados na Tabela 2.6, foi possível prever um tempo de 86 meses para a ocorrência

de 95% do adensamento. Este tempo é inferior ao previsto pela teoria de Terzaghi (98 meses), face à consideração da redução do caminho de drenagem.

Olson e Ladd (1979) afirmam que os erros cometidos com o uso da teoria clássica podem ser minorados usando-se um valor médio constante para a distância de drenagem (Eq. 2-13). Neste caso, considerando-se um recalque de 0,60m e o mesmo valor de c_v ($0,0025\text{cm}^2/\text{s}$), chega-se a um tempo final de adensamento de 90 meses, semelhante ao previsto pelo método de Martins e Abreu (2002).

A Tabela 6.6 compara os tempos de adensamento definidos pelos diferentes métodos. A análise realizada com o programa Plaxis prevê um tempo final de adensamento de 75 meses, correspondendo a 87% do tempo previsto segundo Martins e Abreu (2002).

É interessante salientar que nas estimativas do tempo de adensamento pelos métodos de Terzaghi (1943), Martins e Abreu (2002) e Olson e Ladd (1979) foi considerado um valor de c_v constante e igual a $2,5 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$. Nas análises numéricas, entretanto, os valores de c_v são definidos em função dos coeficientes de permeabilidade e de compressibilidade, variáveis ao longo da espessura da camada de resíduo de fundação.

Tabela 6.6. Tempo de Adensamento por Diferentes Métodos

Método	Tempo $\bar{U}=95\%$ (meses)
Terzaghi (1943)	98
Olson e Ladd (1979)	90
Martins e Abreu (2002)	86
Previsão Numérica	75

6.5. Considerações Finais

O presente capítulo apresentou as análises numéricas executadas com o objetivo de reproduzir o alteamento de barragens de resíduos pelo método a montante. Os resultados mostraram a possibilidade de utilização do programa Plaxis na previsão do comportamento tensão-deformação de depósitos de resíduos.

Os recalques e os deslocamentos horizontais previstos numericamente mostraram-se concordantes com a instrumentação implantada na área de resíduos 2, reforçando a credibilidade dos modelos e parâmetros adotados.

Quanto à previsão do comportamento da área 3, as previsões numéricas indicaram valores de deslocamentos verticais e horizontais coerentes.

Com relação ao tempo para atingir o recalque final, observou-se que, para ambas as áreas, o programa computacional indicou valores significativamente inferiores à teoria de adensamento de Terzaghi (deformações unidimensionais e infinitesimais). A comparação dos tempos de recalque previstos numericamente com os estimados por teorias que envolvem o adensamento de grandes deformações (Olson e Ladd, 1979 e Martins e Abreu, 2002), indicou valores mais próximos, ainda que a modelagem tenha fornecido tempos de recalque inferiores.

7. Considerações Finais

7.1. Introdução

O presente trabalho apresentou a simulação numérica do processo de alteamento de áreas de resíduos pelo método a montante, fazendo uso do programa computacional Plaxis, de elementos finitos.

As áreas de resíduos analisadas localizam-se em São Luis, no Maranhão, e destinam-se à estocagem de resíduos de bauxita, gerados pela Refinaria da ALUMAR. Atualmente, existem 5 áreas construídas, sendo que o presente trabalho analisou as áreas 2 e 3.

A área 2 encontra-se em fase de reabilitação, dispondo de instrumentação de recalques da fundação, decorrentes da sobrecarga imposta pela execução da pilha de alteamento, e de deslocamentos horizontais dos diques.

A metodologia adotada consistiu de:

1. Análise dos resultados de um extenso programa de ensaios de campo e laboratório, executados nas áreas 2 e 3, buscando-se parâmetros representativos do resíduo. Nesta fase, procurou-se adotar um tratamento estatístico dos dados experimentais, buscando-se sempre uma faixa de valores compreendida entre limites de confiança pré-estabelecidos;
2. Simulação numérica de um ensaio oedométrico executado no resíduo de bauxita, de forma a validar as análises numéricas apresentadas na presente dissertação. Desta forma, foi possível estabelecer o modelo constitutivo mais adequado para simulações numéricas que envolvem problemas de adensamento;
3. Reprodução do comportamento da área de resíduos 2, que dispõe de resultados de instrumentação de recalques e deslocamentos horizontais, adquirindo confiabilidade no modelo e nos parâmetros adotados;
4. Previsão do comportamento da área de resíduos 3, atualmente em fase de processo de alteamento a montante.

7.2. Principais Dificuldades

Assim como todo trabalho de modelagem numérica, algumas simplificações foram adotadas e algumas dificuldades devem ser ressaltadas:

Os parâmetros de compressibilidade e permeabilidade do resíduo de fundação variam não apenas com a profundidade, mas também ao longo do tempo, tendo em vista a ocorrência simultânea de processos de sedimentação e adensamento;

No início do processo de alteamento a montante, o resíduo de fundação encontra-se em processo de adensamento por peso próprio, decorrente do lançamento do resíduo no interior do reservatório. Sendo assim, existe um excesso de poropressões adicional a ser dissipado, implicando em uma dificuldade adicional nas análises, e em um aumento do recalque final.

O programa Plaxis não dispõe de mecanismos que permitam a introdução de distribuições de poropressão que não sejam originadas por um processo de fluxo permanente ou por condição hidrostática; ou seja, não é possível incorporar o processo de adensamento por peso próprio.

7.3. Conclusões

7.3.1. Referentes à Área de Resíduos 2:

1. A previsão numérica forneceu recalques próximos à média dos medidos no campo, sendo previsto um recalque de 487mm, após 50 meses, considerando-se a estratigrafia do resíduo de fundação;
2. A incorporação da compressão secundária produziu um recalque total da ordem de 597mm, em 250 meses, sendo 28mm correspondente ao adensamento secundário;
3. A adoção de uma camada homogênea para o resíduo de fundação acarretou em uma pequena redução (cerca de 5%) na estimativa do recalque total. No entanto, sua evolução no tempo mostrou-se compatível com os registros de campo;
4. Observou-se uma boa concordância entre as análises numéricas e a estimativa de recalques por Asaoka, que apresentaram diferenças inexpressivas, de 5,0mm;
5. Apesar das restrições ao uso da teoria clássica de adensamento de Terzaghi, observou-se uma concordância adequada na estimativa dos recalques secundários. No entanto, os recalques primários mostraram-se superiores (cerca de 22%).
6. Os recalques e os deslocamentos horizontais previstos numericamente encontraram-se dentro da faixa de valores fornecidos pelas placas de recalques e pelos marcos superficiais, instalados na área;

7. Ressalta-se que, mesmo desprezando a distribuição inicial dos excessos de poropressão, os recalques e deslocamentos horizontais previstos são satisfatórios ao serem comparados com os resultados fornecidos pelas instrumentações de campo.

7.3.2. Referentes à Área de Resíduos 3:

1. A previsão numérica forneceu recalques totais da ordem de 580mm, atingido em 75 meses, considerando-se a estratigrafia do resíduo de fundação;
2. A incorporação da compressão secundária produz um recalque secundário igual a 42mm, após 200 meses;
3. A Teoria clássica forneceu valores de recalques cerca de 28% superiores aos previstos numericamente para o adensamento primário, e uma concordância adequada na estimativa dos recalques secundários;
4. A previsão dos deslocamentos horizontais indicou valores máximos de 105mm, no sentido do eixo de simetria da pilha de resíduos, possivelmente decorrentes do recalque da pilha.
5. A comparação entre diferentes métodos para a estimativa do tempo final de adensamento mostrou que a teoria de Terzaghi (deformações infinitesimais e unidimensionais) é conservativa fornecendo um tempo igual a 98 meses, cerca de 30% superior ao obtido nas análises numéricas;
6. As estimativas pelas considerações de Olson e Ladd (1979) e Martins e Abreu (2002), indicaram tempos de adensamento inferiores ao previsto pela teoria de Terzaghi, tendo em vista a consideração da redução do caminho de drenagem. Estes valores mostraram-se superiores em 20% e 15%, respectivamente, aos obtidos numericamente.
7. Nas estimativas do tempo de adensamento pelos métodos de Terzaghi, Martins e Abreu (2002) e Olson e Ladd (1979) foi considerado um valor de c_v constante e igual a $2,5 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$. Nas análises numéricas, entretanto, os valores de c_v são definidos em função dos coeficientes de permeabilidade, variáveis ao longo da espessura da camada de resíduo de fundação.

7.3.3. Comparação entre as Áreas de Resíduos 2 e 3

1. Apesar da altura da pilha na área de resíduos 3 ser cerca de 58% superior a da área 2, as diferenças em termos de recalque total previsto numericamente foram inferiores a 2%. Este resultado sugere que as influências do índice de vazios inicial e da altura da sobrecarga se equilibram na previsão do recalque;

2. A velocidade de recalque na área 3 (75 meses) mostrou-se superior a da área 2 (90 meses), tendo em vista os maiores valores de permeabilidade ao longo da profundidade;
3. A previsão analítica do recalque primário indicou maiores valores na área 3 em decorrência de maior acréscimo de sobrecarga, a despeito da menor quantidade de sólidos ($H_v/(1+e_o)$) presente na fundação.
4. Considerando que a compressão secundária independe da sobrecarga imposta, observam-se diferenças pouco expressivas com relação à previsão numérica de recalques secundários.

7.3.4. Gerais

1. É fundamental dispor de um programa de investigações confiável, para a boa definição dos parâmetros representativos do resíduo, tendo em vista a variabilidade dos parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade, e a complexidade e heterogeneidade deste material;
2. Apesar das limitações, o programa Plaxis mostrou-se uma ferramenta capaz de prever o comportamento de áreas de resíduos durante a operação do alteamento a montante.

7.4. Sugestões para Trabalhos Futuros

Para a continuidade dos estudos envolvendo a simulação numérica de áreas de resíduos, sugere-se:

1. Utilização de um programa computacional que permita a introdução de uma distribuição de poropressões que não seja originada por um processo de fluxo permanente ou por condição hidrostática; incorporando o processo de adensamento por peso próprio;
2. Comparação entre os resultados de instrumentação de recalques obtidos para a área 2 com teorias que envolvem o adensamento de grandes deformações;
3. Estudo do impacto que a não consideração dos excessos de poropressão já existentes antes do alteamento exerce nos valores de recalques finais;
4. Simulação numérica do enchimento de reservatórios pela técnica convencional, e posterior simulação do alteamento a montante, de forma a considerar a variação dos parâmetros geotécnicos com o tempo, em função de processos simultâneos de sedimentação e adensamento.

REFERÊNCIAS

AAS G, LACASSE S, LUNNE T e HOEG K, 1986, "Use of in situ tests for foundation design, PROC ASCE Conf on In Situ Tests in Geotechnical Engineering, In Situ '86, Virginia Tech, Blacksburg, Geotechnical Publication nº 6, pp 1-30.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. et al, (2004), Análise do comportamento geotécnico de barragens de rejeitos de minério de ferro através de ensaios de piezocone, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 191 p.

ALECRIM, J. D. Recursos Minerais do Estado de Minas Gerais – Publicação da Metamig, 1982.

ALMEIDA, M.S.S. Aterro Sobre Solos Moles: da Concepção à Avaliação do Desempenho. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil. 215p. 1996.

ARAUJO, C. B. Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro [Rio de Janeiro], 2006. VII, 133. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, 2006.

ARGILL, K.W. Consolidation of Soft Layers BY Finite Strain Analysis. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Final Report, 1982.

ASSIS A., ESPÓSITO, T. "Construção de Barragens de Rejeito Sob uma Visão Geotécnica". In: III Simpósio Sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos – REGEO, pp. 259-273, 1995.

ÁVILA, J. P.; SOARES, R. e COSTA, L. H. D. Deposição de rejeitos finos pelo método de secagem - III SIMP. BARRAG. REJ.E DE DISP. DE RES. REGEO – Anais... Ouro Preto, MG, vol 01: 97-108, 1995.

ASAOKA, A. Observation Procedure of Settlement Prediction, Soil and Foundation. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 18, nº 4, pp. 87-100, 1978.

AZEVEDO, R. F. de: Ensaios de Adensamento em Resíduos de Bauxita. Consultoria; Determinação da compressibilidade e permeabilidade; 1; 0; Restrita; Companhia Vale do Rio Doce; BRASIL, 2003.

AZEVEDO, R. F. & SATO, J. S. - Análise Uni dimensional do Enchimento de Reservatório de Barragens de Rejeitos através de uma Teoria de Adensamento com Grandes Deformações. IX COMBRAMSEF, 1990.

BALIGH, M. M. Undrained Deep Penetration, II: Poro Pressures Geotechnique, Vol. 36, No. 4, pp. 487-501, 1986.

BALIGH, M. M., LEVADOUX, J. N. "*Consolidation after undrained piezocone penetration*". I - Prediction. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 112, nº. 7, pp. 707-725, 1986.

BATHE, K.J., SONNAD, V., DOMIGAN, P. *Some experiences using finite element methods for fluid flow problems*. PROCEEDINGS OF THE 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE FINITE ELEMENT METHOD IN WATER RESOURCES, Hannover, p. 9.3-9.16, 1982.

BEDIN, J. Interpretação de Ensaios de Piezocone em Resíduos de Bauxita. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 150p, 2006.

BEGEMANN, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, Montreal, September 8 - 15, Vol. 2, pp. 17 – 20, 1965.

BIOT, M. General Theory of Three-Dimensional Consolidation - Journal of Applied Physics, vol. 12, 1941.

BRINKGREVE, R.B.J. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. PLAXIS -2D user's manual. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.

BROMWELL, L.G. Consolidation of Mining Wastes, ASCE. REGEO - Anais do Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Rejeitos de Mineração, 1984

BURLAND, J.B. Deformation of soft clays. PhD thesis, Cambridge University, 1967.

CAMPOS, T. M. P. Geotecnia e Meio Ambiente: Relato do Estado da Arte. In VIII COBRAMSEF. Porto Alegre, p. 123 – 157, 1986.

CHEN, B. S., MAYNE, P. W. (1994), "Profiling The Overconsolidation Ratio Of Clays By Piezocone Tests", Georgia Institute of Technology, Atlanta, Report GIT-CEEGEO-94.

COSTA FILHO, L.M, PEDROSA, S.B.M, SIEIRA, A. C. C. F., SILVA, MÁRCIA R P. Behaviour of an upstream stack formed with geotextile wrapped dikes In: 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, v.1. p.309 – 411, 2006.

DAVIES,M.P. & CAMPANELLA,R.G. (1995): Piezocone Technology: Downhole Geophysics for the Geoenvironmental Characterization of Soil, Proceedings of SAGEEP 95, Florida.

DUNCAN,J.M. & BUCHIGNANI,A.L. (1976) An Engineering manual for settlement studies. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, Geotechnical Engineering Report..

ELIAS, D. C. Geotechnical Properties of Bauxite Residue and Their Use in Planning Disposal Facilities. In LIGHT METALS ANNUAL MEETING, pp 149-164, 1995.

ESPÓSITO, T.J. Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico. Brasília: Universidade de Brasília, 2000. (Tese de Doutorado).

FAHEY, M., NEWSON, T.A. & FUJIYASU, Y. Engineering with tailings. Proceedings of the Fourth International Congress on Environmental Geotechnics, Rio de Janeiro, V.2, p. 947-973, 2002.

G.T. HOULSBY, C.I. Teh. Analysis of the piezocone in clay. Penetration Testing ISOPT-1, De Ruiter (ed.). Balkema Rotterdam, 1988.

GIBSON, R.E.; England, G.L; Hussey, M.J.L. Theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers. Géotechnique, London, v. 17, n. 3, p. 261-273, 1967.

GIBSON, R.E.; Schiffman, R.L.; Cargill, K.W. Theory of one-dimensional consolidation of saturated clays, II. Non-linear consolidation of thick layers. Canadian Geotechnical Journal, 18, p. 280-293, 1981.

GOBARA, W. e SOUSA PINTO, C. A Teoria do Andensamento de Mikasa. Revista Solos e Rochas, v.16 (1), p. 3-14, 1993.

GOMES, R.C., ARAÚJO, L.G., FILHO, W.L. "Concepção e Projeto Básico da Disposição em Pilhas de Rejeitos de Minério de Ferro em Cava Exaurida de Mineração". In: 4º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, pp. 161-168, São José dos Campos, 1988.

HABASHI, F. A short history of hydrometallurgy. Hydrometallurgy, n.79, pp. 15-22, 2005.

HOULSBY, G. T., THE, C.I. (1988), "Analysis Of The Piezocone In Clay", Proc. Of The II Symposium On Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, pp. 777-783.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELLOTTA, R. "New Development In Field And Laboratory Testing Of Soils", Proc Of The XI Int. Conf. On Soil Mech. And Found Eng., Vol. 1 pp. 57-153, 1985.

KRAUSKÓPF K.B., Dissolution and Precipitation of Silica at Low Temperatures. Sílica. Geochim. Cosmochim. Acta. 10, 1-26, 1982.

LANCELLOTTA R. 1995. geotechnical engineering. Department of structural engineering. Technical University of Turin. Rotterdam, Brookfield: a. a. Balkema. P. 414.

LEE, K. e SILLS, G.C. A Moving Boundary Approach to Large Strain Consolidation. Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, V. 2, p. 163-173, 1979.

LIU. J. C., ZNIDARCIC, D. Modelling one dimensional compression characteristics of soils. Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 117, p. 162-169, 1991.

LIU, J.C. – Determination of soft soil characteristics. 1990. Tese de Doutorado, D. E. C. Colorado University, Boulder: 297 pp. 1990.

MAGNAN, J.P. e DEROY, J.M. Analyse Graphique des Tassement Observees Sons ler Ouvrager. Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chausés, Paris, 109, p. 9-21, 1980.

MANASSERO, M.; PASQUALINI, E., VEGGI, S. Stability of compacted clay liners at landfill sidewalls. In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, New Delhi. Proceedings... v.4, 6v, p.1587-1590, 1994.

MARTINS, I. S. M e ABREU, R. R. S. Uma Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros. Revista Solos e Rochas, Vol. 25 (1), pp. 3-14, 2002.

MIKASA, M. The consolidation of soft clay - a new consolidation theory and its applications. Synopsis of .S.C.E. prize papers for 1964, Civil Engineering in Japan, Japanese Society of Civil Engineers, p. 21-26, 1965.

MITCHELL, J.K. & GARDNER, W.S. In situ measurement of volume change characteristics. State of the art report, Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina State University, Raleigh. 1975.

MASOOD, T. & MITCHELL, J. K., 1994. Estimation of in situ lateral stress in soils by cone penetration test. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 119 (10), 1624-1639.

MITTAL H. K. & MORGENSTERN, N. R. (1976). "Seepage control in tailings dams", Canadian Geotechnical Journal, Edmonton, Canada, vol. 13, pp. 277-293.

OLSON, R. E. e LADD, C. C. One-Dimensional Consolidation Problems. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 105, n.1 p. 11-30. 1979.

PACHECO, M., LIMA, L. S. A., 1996, "Um critério estatístico para a interpretação de ensaios geotécnicos", Solos e Rochas, São Paulo, Brasil.

POTTS, D., ZDRAVKOVIC, L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Thomas Telford Books.London. ISBN: 0727727834. 1999.

QUARESMA, A. R.; DECOURT, L.;QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA,M. S. S.; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas In Hachich, W.; Falconi, F.; Saes. J.; Frota, R.; Carvalho, C.; Sussumu (Coordenadores), Fundações: teoria e prática. São Paulo, Editora PINI, Cap. 3, p. 119-162, 1996.

RIBEIRO, L. F. M. ; ALBUQUERQUE FILHO, Luiz Heleno de . Avaliação da densidade in situ de barragens de rejeitos com o penetrológico. Rem: Revista Escola de Minas, Ouro Preto, v. 57, n. 4, p. 217-314, 2004.

RIBEIRO, L. F. M. ; ASSIS, A. P. . *The hydraulic deposition tests applied to tailings dams evaluation. In: 6th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global*

Sustainable Development, 2002, Seoul. 6th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development, 2002. v. 1. p. 45-55.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R.G. Interpretation of cone penetrometer test, Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 20, n. 4, p. 718-733, 1983.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R.G., Gillespie, D.J. e Grieg, J. Use of Piezometer Cone Data, *Proceedings of In-Situ' 86*, ASCE, Geotechnical Special Publication, No 6, p.1263-1280, 1986.

ROBERTSON, P.K.; SULLY, J.P.;WOELLER,D.J.;LUNNE T.; Powell,J.J.M.; GILLESPIE,D.G. (1992) – Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian geotechnical journal*, 29(4), 551-7.

RODRIGUES, I. L. & MOURA, L. - ALUMAR Residue Lake No 1 – Monitoring and Rehabilitation. In *An Int. Bauxite Tailings Works.; Proc...Spons by The Aust. Baux. And Alum. Producers*, Perth, West. Aust., 1992, p.p. 205-220.

SANGLERAT, G. Interpretation of penetration diagrams- theory and practice. *Developments in geotechnical engineering*. Elsevier publishing company. Amsterdam, The Netherlands, 1972.

SANT'ANA, GIULLIANA. Análise de Estabilidade de Obra de Contenção Realizada no Município de Nova Friburgo [Rio de Janeiro].XIV, 143 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,Engenharia Civil, 2006).

SANTOS, P. S. - *Ciência e Tecnologia das Argilas - V1*, 2a ed., Ed. Edgard Blücher Ltda, 2000.

SCHIFFMAN, R.L., Pane,V. e Gibson ,R.E. "The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays: an Overview of Nonlinear Finite Strain Sedimentation and Consolidation," In *Sedimentation / Consolidation Models*,pp 1-29 (eds R.N.Yong and F.C. Townsend). New York, American Society of Civil Engineers, 1984.

SCHNAID, F. *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. Editora Oficina de Textos. 189p, 2000.

SCHNAID, F. *Geocharacterisation and properties of natural soils by in situ tests: a summary*. *Ground Engineering*, London, v. 38, n. 9, p. 23-24, 2005.

SHANKER R. *Cone penetration test at shallow depth in sand. The influence of equipment.* 2000. (M.Sc. Thesis H.E 062).

SOARES, J. M. D. Identificação das Características Geotécnicas de Solos e Rochas Sedimentares da Região de Santa Maria - RS (2ª fase). 1997.

SOMOGYI, F. & GRAY, D. Engineering Properties Affecting Disposal of Red Muds. In CONF. ON GEOTECHNICAL PRACTICE FOR DISPOSAL OF SOLID WASTES MATERIALS, Proc... ASCE, Michigan, p. 1-22, 1977.

SOMOGYI, F. - Analysis and prediction of phosphatic clay consolidation: implementation package. Technical Report, Lakeland: Florida Phosphatic Clay Research Project. 1979.

STINSON, J. M. Correlation of red mud consolidation with its soil properties. In LIGHT METALS, 110TH AIME ANNUAL MEETING, Proc... Chicago, Illinois.1981.

TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley, New York, 1943.

TRONCOSO, J.H. "Geotechnics of Tailings dams and sediments" – International Congress of Environmental Geotechnics – ICEG pp. 1405-1423, 1997

VICK, S.G. Planning, Design and Analysis of Tailings Dams. John Wiley & Sons, Inc., 369 p, 1983.

VILLAR, L.H.A. Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita. Tese de doutorado, Pontifca Universidade Católica do Rio de Janeiro. 461p, 2002.

WISSA, A. E. Z. Consolidation at constant rate of strain. Jour. Soil Mech. And Found. Division, ASCE, 97, pp. 1393 – 1413, 1971.

Anexo A - Tratamento Estatístico dos Dados Experimentais

A.1. Introdução

Todo o escopo deste trabalho baseia-se em parâmetros geotécnicos de um material cuja caracterização é bem complexa, e de difícil definição. A adoção de valores representativos para todo o universo de dados, sem utilizar metodologia confiável, implicaria em colocar sob suspeita os resultados obtidos. Por outro lado, estudar separadamente as diversas estações, cada qual com suas variações, seria excesso de preciosismo, além de demandar tempo e esforço desnecessários.

Desta forma, procedeu-se ao tratamento estatístico dos principais parâmetros geotécnicos a serem adotados nas análises numéricas, de modo a se trabalhar sempre com valores situados dentro de uma faixa de variação que possa ser considerada aceitável.

Por regressão linear, define-se a reta que melhor se ajusta aos pontos experimentais. A interpretação dos dados é feita com base no conceito de limites de confiança, que delimitam uma região no interior da qual é provável que o valor de certo ponto experimental se situe, de acordo com a margem de erro previamente estabelecida (Pacheco e Lima, 1996).

A.2. Metodologia

Os limites de confiança podem ser pontuais (individuais) ou da média. Os limites de confiança da média indicam a faixa de incerteza na determinação da reta de regressão linear, em função de uma amostragem reduzida (Pacheco e Lima, 1996). Neste caso, devemos levar em conta as seguintes premissas:

- A análise de regressão deverá ser baseada em uma quantidade mínima de 12 pontos com pares ordenados conhecidos;
- O procedimento leva em conta a incerteza da variação dos valores de índices físicos, decorrente da amostragem reduzida (N pontos);
- Quanto menor a quantidade de amostras maior será a incerteza e, mais conservativos serão os parâmetros a serem adotados no projeto.

A incerteza decorrente do fato de tratar-se de amostra reduzida é tratada através da distribuição t de Student com (N-2) graus de liberdade.

No caso específico da variação do índice de vazios com a tensão efetiva, foi adotado o seguinte procedimento:

- Inserção dos N pontos e $x \sigma'_v$ correspondentes a todos os valores encontrados em diversas estações, em um único gráfico;

- Definição por regressão linear, do índice de vazios médio (\bar{e}) e da tensão efetiva média ($\bar{\sigma'}$);
- Definição do EMQ (erro médio quadrado) ou MSE (“Mean Square Error”) através da Eq. A.1. O erro médio quadrado representa a dispersão dos pontos em relação à reta (média) de regressão.

$$\text{MSE} = \frac{\sum (y_i - \hat{y})^2}{N - 2} \quad \text{Eq. A.4}$$

Onde: \hat{y} é o valor médio obtido da reta de regressão.

- Definição da faixa para aceitação dos pontos para a análise de regressão, a partir do erro médio quadrado.

A.2.1. Intervalo de Confiança

Para se trabalhar com parâmetros que se encontrem dentro de determinado intervalo de confiança, faz-se necessária a definição do nível de confiança, a partir da adoção de um coeficiente α , denominado nível de significância. O valor limite de α a ser adotado depende das circunstâncias. Geralmente, adota-se 0,05 ou 0,10, mas o valor de α pode chegar a 0,25, em uma opção mais cautelosa, no sentido de evitar situação de rejeição extrema dos elementos da amostra.

Os intervalos de confiança são tanto mais apertados quanto menor for o nível de confiança (ou significância) $100 \times (1 - \alpha)\%$. O intervalo de confiança, delimitado pelos limites superiores e inferiores são determinados de acordo com a equação:

$$\hat{y} - \Delta y \leq y \leq \hat{y} + \Delta y \quad \text{Eq. A.2}$$

Onde: $\Delta y = t_{1-\alpha/2} \cdot (n - 2) \sqrt{\text{MSE} + V[Y]}$ Eq.

A.3

O termo $t_{1-\alpha/2}$ representa o resíduo Student ou valor crítico do intervalo de confiança, associado a $n-2$ graus de liberdade e também ao nível de confiança α . Este termo pode ser determinado através de tabela de distribuição de frequências, desde que se conheçam os valores de “ α ” e de “ N ”, ou através de cálculo de variâncias individuais. No presente trabalho optou-se por calcular diretamente por função estatística em planilha eletrônica, a partir do tamanho da amostra (N) e da probabilidade associada à distribuição t de Student (com nível de confiança α), através do comando de sintaxe $\text{INVT}(\alpha, N)$ do programa Microsoft Excel. O termo $V[Y]$ corresponde à variância.

A Figura A1.1 apresenta um resultado típico de tratamento estatístico. As linhas tracejadas representam os limites de confiança do conjunto dos valores individuais de cada corpo de prova, para uma margem de erro máxima especificada.

Para $\alpha=5\%$, as linhas tracejadas delimitam a faixa onde é de 95% a probabilidade que os pontos individuais se agrupem acima e abaixo da reta média de regressão. Os pontos que se situarem fora da região limitada pelas linhas tracejadas deverão ser descartados.

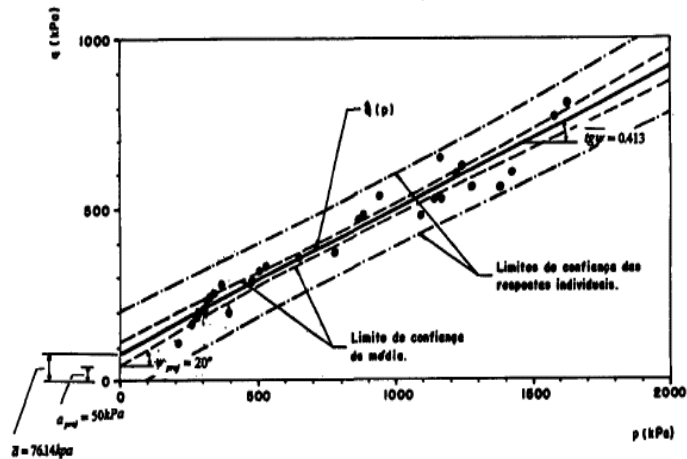


Figura A.1. Limites de confiança pontuais e da média (Pacheco e Lima,1996) –

A.2.2. Critério de Expurgo

O critério para expurgo de pontos baseia-se na variação pontual. O número mínimo de pontos para a análise de regressão, após a rejeição será $N=10$.

A variância média de y é dada por:

$$V[Y]_{\text{média}} = \text{MSE} \left[\frac{1}{N} + \frac{(x_i - \bar{x})^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2} \right] \quad \text{Eq. A.4}$$

A variância pontual é dada por:

$$V[Y]_p = V[Y]_{\text{média}} + \text{MSE} \quad \text{Eq. A.5}$$

Logo,

$$V[Y]_p = \text{MSE} \left[1 + \frac{1}{N} + \frac{(x_i - \bar{x})^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2} \right] \quad \text{Eq. A.6}$$

onde, para $N < 30$:

$$\frac{Y_p - \hat{y}}{S[Y]_p} = t(N-2) \quad \text{Eq. A.7}$$

$$\frac{Y_{\text{média}} - \hat{y}}{S[Y]_{\text{média}}} = t(N-2) \quad \text{Eq. A.8}$$

e

$$s[Y]_p = \sqrt{V[Y]_p} \quad \text{Eq. A.9}$$

é o desvio padrão pontual e

$$s[Y]_{\text{média}} = \sqrt{V[Y]_{\text{média}}} \quad \text{Eq. A.10}$$

é o desvio padrão da média, sendo que $t(N-2)$ representa a distribuição t ou t -Student correspondente a $N-2$ graus de liberdade (bi-caudal).

A variância média e a variância pontual variam para cada valor de x_i , caracterizando o aspecto hiperbólico dos limites de confiança (Figura A1.1).

A variância dos parâmetros médios da reta de regressão $Y = AX + B$ é dada por:

$$V[A] = \text{MSE} \left[\frac{1}{N} + \frac{\bar{x}^{-2}}{\sum (x_i - \bar{x})^2} \right] \quad \text{Eq. A.11}$$

$$V[B] = \left[\frac{\text{MSE}}{\sum (x_i - \bar{x})^2} \right] \quad \text{Eq. A.12}$$

Para $N < 30$:

$$\frac{A - \bar{A}}{s[A]} = t(N-2) \quad \text{Eq. A.13}$$

$$\frac{B - \bar{B}}{s[B]} = t(N-2) \quad \text{Eq. A.14}$$

Onde: $s[A]$ é o desvio padrão do intercepto e $s[B]$ é o desvio padrão da inclinação da reta de regressão.

A distribuição t -Student aproxima-se da distribuição normal quando N tende a ∞ .

Nos casos de resultados de ensaios de adensamento, que são indiretamente representados no espaço $e \ln \sigma'$, serão estudadas a variância do índice de vazios, representado por " e_0 " (intercepto da reta), e a variância de C_c (coeficiente angular), a serem representadas, respectivamente, pelas expressões:

$$V[e] = \text{MSE} \left[\frac{1}{N} + \frac{\bar{\sigma}}{\sum (\sigma_i - \bar{\sigma})^2} \right] \quad \text{Eq. A.15}$$

$$V[C_c] = \frac{\text{MSE}}{\sum (\sigma_i - \bar{\sigma})^2} \quad \text{Eq. A.16}$$

Onde:

$$\text{MSE} = \frac{\sum (e - \bar{e})^2}{N - 2} \quad \text{Eq. A.17}$$

7.5. Aplicação do tratamento estatístico aos dados experimentais

A obtenção dos parâmetros do resíduo foi realizada a partir de resultados de ensaios de laboratório e campo. No presente anexo, será obtida a regressão linear definida a partir da dispersão de resultados de ensaios de laboratório, executados em amostras coletadas em diferentes pontos da área de resíduos 3 e a diferentes profundidades (Tabela A.1).

A Figura A.2 apresenta em forma de dispersão a variação $\sigma'x$ e dos pontos apresentados na Tabela A.1, e a função que melhor se ajusta a essa variação, ainda sem levar em conta os procedimentos da análise de regressão.

O tratamento estatístico foi aplicado de acordo com a metodologia apresentada no item A.2, desde a determinação do erro médio quadrático (MSE) até o cálculo das variâncias. Todos os valores obtidos a partir das equações A.1 a A.15 estão reunidos na Tabela A.2. As análises foram realizadas considerando-se um número de amostras $N=46$.

Em uma etapa posterior, o mesmo procedimento será extrapolado para a obtenção de outras funções referentes à variação de outros índices (G , γ , w), seja com a profundidade, seja com outros parâmetros já determinados experimentalmente.

A Figura A.3 (a) ilustra a dispersão dos 46 pontos originados das distintas estações, conforme Tabela A.1, levando-se em conta uma margem de confiança de 80%. Observa-se que 6 pontos encontram-se fora dos limites superior e inferior, e foram expurgados. Procede-se então a uma análise com $N=40$, chegando-se a novos valores, obedecendo-se os mesmos procedimentos mencionados anteriormente. O resultado das análises considerando-se os dados expurgados está apresentado na Figura A.3(b).

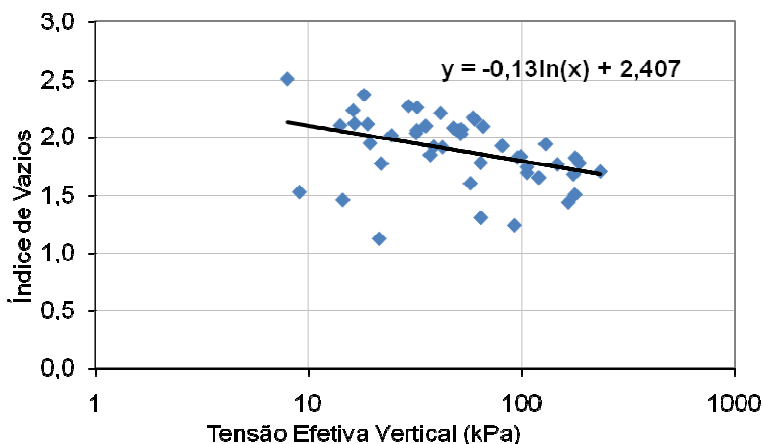


Figura A.2. Dispersão de 46 pontos ($\sigma'x$ e): melhor ajuste antes da análise de regressão

Tabela A.1 Resultados dos ensaios de laboratório para diversas estações da Área 3

Estação	z (m)	w (%)	γ (kN/m ³)	G	e	σ_v (kN/m ³)	σ'_v (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
01	-2,75	80,36	15,49	2,95	2,37	58,71	18,23	8,75
	-4,75	56,78	17,58	3,26	1,85	92,41	37,19	11,43
	-6,75	67,34	16,65	3,20	2,16	126,41	60,04	10,14
	-9,75	52,61	17,90	3,22	1,70	177,33	106,08	11,96
	-12,75	48,72	18,01	3,10	1,51	228,48	177,26	12,34
02	-2	80,98	15,68	3,10	2,51	39,84	7,96	8,83
	-4	71,95	16,26	3,14	2,26	71,84	32,38	9,64
	-6	74,71	15,71	2,91	2,17	106,01	59,01	9,17
	-9	62,12	16,58	2,96	1,84	157,03	99,03	10,42
	-13	59,13	16,90	3,01	1,78	225,01	186,01	10,83
03	-15	56,61	17,115	3,016	1,71	259,02	234,02	11,14
	-2,05	87,81	14,26	2,41	2,12	41,28	16,44	7,74
	-3,05	74,43	14,71	2,39	1,78	56,36	22,00	8,60
	-4,05	71,53	15,78	2,85	4	73,34	32,00	9,38
	-6,05	72,75	15,71	2,85	2,07	107,32	52,13	9,27
	-11,05	64,00	16,60	3,04	1,94	192,33	129,20	10,32
04	-13,05	61,17	16,70	2,98	1,83	226,27	178,11	10,56
	-2,4	75,77	15,72	2,95	2,24	40,43	16,19	9,12
	-4,4	72,41	15,73	2,85	2,06	72,94	32,22	9,30
	-6,4	68,7	16,14	2,96	2,03	106,75	51,77	9,75
	-8,4	66,45	16,18	2,90	1,93	140,88	80,87	9,91
	-9,4	64,13	16,22	2,85	1,83	157,75	95,27	10,08
	-12,4	61,42	16,47	2,88	1,77	208,81	146,41	10,40
06	-14,4	56,9	16,97	2,96	1,68	236,04	174,70	11,02
	-2,3	68,74	16,35	3,08	2,11	37,50	19,00	9,88
	-4,3	73,18	15,99	3,02	2,21	70,11	41,61	9,41
	-6,3	68,99	16,26	3,04	2,09	104,11	65,81	9,81
	-9,3	59,28	16,76	2,94	1,75	155,11	105,94	10,72
	-12,3	48,16	17,83	3,00	1,44	206,11	165,19	12,26

Pode-se concluir a respeito do expurgo de tais pontos que as retas de regressão praticamente não se diferenciam, modificando ligeiramente seu coeficiente linear. Toda esta consideração é válida para o valor de $\alpha=20\%$, escolhido de maneira a abranger uma faixa de valores intermediária, nem tão aberta, de forma a não gerar pontos externos, prejudicando a confiabilidade do tratamento, e nem tão fechada capaz de limitar em excesso os dados experimentais. Usualmente, adotam-se valores de α em torno de 5%. Entretanto, a região que delimita os valores aceitáveis seria grande o bastante, a ponto de se aceitar como confiável qualquer resultado de laboratório, o que tornaria o tratamento dispensável.

Tabela A.2 Aplicação do tratamento estatístico aos resultados dos ensaios de laboratório em amostras de diversas estações (Adaptado de Sant'ana, 2006)

N	x (m)	\bar{x}	$(x - \bar{x})^2$	x ²	y	xy	NΣ(xy)	\hat{y}	$(y - \hat{y})^2$	MSE
46,00	18,23	69,29	2607,18	332,40	2,37	43,27	262609,11	2,00	0,14	0,08
	37,19		1030,48	1383,21	1,85	68,78		1,96	0,01	
α	60,04		85,63	3604,70	2,16	129,42	Σ (x) Σ (y)	1,91	0,06	\bar{x}
0,20	106,08		1353,60	11253,78	1,70	179,82	276923,82	1,81	0,01	69,29
	177,26		11657,14	31421,38	1,51	267,46		1,66	0,02	
	7,96		3761,89	63,34	2,51	20,00	NΣ (x ²)	2,02	0,24	
	32,38		1362,56	1048,44	2,26	73,22	16917570,08	1,97	0,09	
	59,01		105,69	3482,42	2,17	128,16		1,91	0,07	
	99,03		884,53	9807,64	1,84	181,91	(Σx) ²	1,83	0,00	
	186,01		13622,38	34598,78	1,78	331,06	10159883,48	1,64	0,02	
	234,02		27134,37	54764,28	1,71	399,55		1,54	0,03	
	16,44		2792,90	270,43	2,12	34,86	numb	2,00	0,01	
	22,00		2236,20	484,18	1,78	39,08	-14314,71	1,99	0,05	
	32,00		1391,03	1023,74	2,04	65,18	denom a/b	1,97	0,00	
	52,13		294,72	2717,02	2,07	107,89	6757686,60	1,93	0,02	
	129,20		3588,44	16691,65	1,94	251,03		1,76	0,03	
	178,11		11841,51	31723,62	1,83	325,11	b=0,00	1,66	0,03	
	16,19		2819,64	262,19	2,24	36,19		2,00	0,05	
	32,22		1374,12	1038,35	2,06	66,41		1,97	0,01	
	51,77		307,19	2679,67	2,03	105,12	numa	1,93	0,01	
	80,87		134,06	6540,10	1,93	155,95	13755002,82	1,86	0,00	
	95,27		674,60	9075,53	1,83	174,00		1,83	0,00	
	146,41		5946,62	21434,98	1,77	258,98	a =2,04	1,73	0,00	

Continuação da Tabela A.2 Aplicação do tratamento estatístico aos resultados dos ensaios de laboratório em amostras de diversas estações
(Adaptado de Sant'ana, 2006)

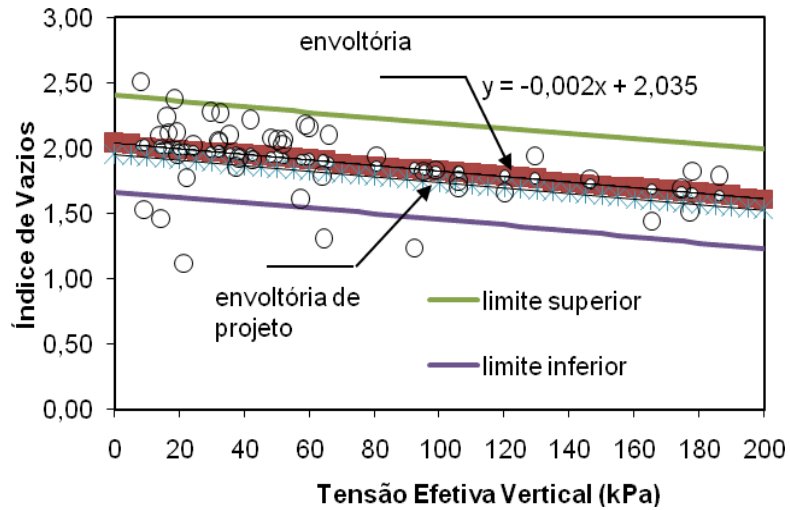
N	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})^2$	x ²	y	xy	\hat{y}	$(y - \hat{y})^2$
	174,70		11111,73	30521,75	1,68	293,95	1,67	0,00
	19,00		2529,34	361,00	2,11	40,17	2,00	0,01
	41,61		766,05	1731,80	2,21	92,03	1,95	0,07
	65,81		12,09	4331,60	2,09	137,81	1,90	0,04
	105,94		1343,03	11223,26	1,75	184,89	1,81	0,00
	165,19		9196,30	27287,70	1,44	238,35	1,69	0,06
	19,49		2480,38	379,83	1,95	38,01	1,99	0,00
	42,49		718,42	1805,33	1,92	81,44	1,95	0,00
	64,24		25,54	4126,67	1,30	83,64	1,90	0,36
	92,14		521,97	8489,62	1,24	113,95	1,84	0,36
	9,11		3621,96	82,99	1,53	13,95	2,02	0,24
	14,09		3046,95	198,62	2,10	29,64	2,01	0,01
	24,44		2011,43	597,49	2,02	49,30	1,98	0,00
	35,44		1145,68	1256,32	2,10	74,38	1,96	0,02
	50,44		355,24	2544,66	2,06	103,86	1,93	0,02
	64,07		27,29	4104,81	1,78	114,17	1,90	0,01
	14,49		3002,95	210,06	1,46	21,21	2,00	0,29
	21,54		2280,61	463,83	1,12	24,14	1,99	0,76
	29,44		1587,88	866,97	2,27	66,93	1,97	0,09
	38,58		943,42	1488,22	1,92	74,10	1,95	0,00
	47,98		454,11	2302,33	2,08	99,89	1,93	0,02
	57,35		142,73	3288,51	1,61	92,05	1,91	0,10
	120,03		2574,65	14408,06	1,65	198,60	1,78	0,02

Continuação da Tabela A.2 Aplicação do tratamento estatístico aos resultados dos ensaios de laboratório em amostras de diversas estações (Adaptado de Sant'ana, 2006)

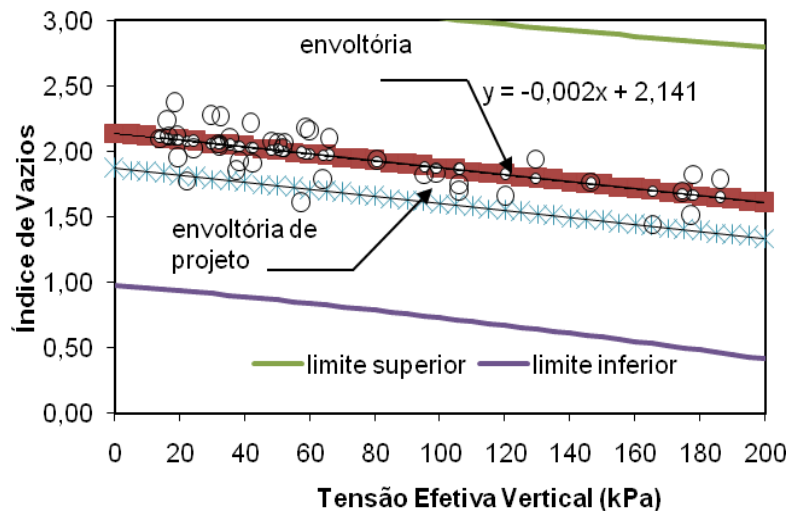
x	reta \hat{y}	reta $(x - \bar{x})^2$	reta V[y] média	reta V[y] individual	sc	reta lim. superior	reta lim. inferior	reta proj
0,00	2,04	4801,46	0,00	0,08	0,29	2,41	1,66	1,95
5,00	2,02	4133,53	0,00	0,08	0,28	2,40	1,65	1,94
10,00	2,01	3515,61	0,00	0,08	0,28	2,38	1,64	1,93
15,00	2,00	2947,68	0,00	0,08	0,28	2,37	1,63	1,92
20,00	1,99	2429,76	0,00	0,08	0,28	2,36	1,62	1,91
25,00	1,98	1961,83	0,00	0,08	0,28	2,35	1,61	1,90
30,00	1,97	1543,90	0,00	0,08	0,28	2,34	1,60	1,89
35,00	1,96	1175,98	0,00	0,08	0,28	2,33	1,59	1,88
40,00	1,95	858,05	0,00	0,08	0,28	2,32	1,58	1,87
45,00	1,94	590,13	0,00	0,08	0,28	2,31	1,57	1,86
50,00	1,93	372,20	0,00	0,08	0,28	2,30	1,56	1,85
55,00	1,92	204,28	0,00	0,08	0,28	2,28	1,55	1,83
60,00	1,91	86,35	0,00	0,08	0,28	2,27	1,54	1,82
65,00	1,90	18,43	0,00	0,08	0,28	2,26	1,53	1,81
70,00	1,89	0,50	0,00	0,08	0,28	2,25	1,52	1,80
75,00	1,88	32,58	0,00	0,08	0,28	2,24	1,51	1,79
80,00	1,87	114,65	0,00	0,08	0,28	2,23	1,50	1,78
85,00	1,86	246,72	0,00	0,08	0,28	2,22	1,49	1,77
90,00	1,84	428,80	0,00	0,08	0,28	2,21	1,48	1,76
95,00	1,83	660,87	0,00	0,08	0,28	2,20	1,47	1,75
100,00	1,82	942,95	0,00	0,08	0,28	2,19	1,46	1,74
105,00	1,81	1275,02	0,00	0,08	0,28	2,18	1,45	1,73
110,00	1,80	1657,10	0,00	0,08	0,28	2,17	1,43	1,72

Continuação da Tabela A.2 Aplicação do tratamento estatístico aos resultados dos ensaios de laboratório em amostras de diversas estações (Adaptado de Sant'ana, 2006)

	reta	reta	reta	reta		reta	reta	
x	\hat{y}	$(x - \bar{x})^2$	V[y] média	V[y] individual	σ_c	lim. superior	lim. inferior	reta proj
115,00	1,79	2089,17	0,00	0,08	0,28	2,16	1,42	1,71
120,00	1,78	2571,25	0,00	0,08	0,28	2,15	1,41	1,70
125,00	1,77	3103,32	0,00	0,08	0,28	2,14	1,40	1,69
130,00	1,76	3685,39	0,00	0,08	0,28	2,13	1,39	1,68
135,00	1,75	4317,47	0,00	0,08	0,29	2,12	1,38	1,67
140,00	1,74	4999,54	0,00	0,08	0,29	2,11	1,37	1,65
145,00	1,73	5731,62	0,00	0,08	0,29	2,10	1,36	1,64
150,00	1,72	6513,69	0,01	0,08	0,29	2,09	1,34	1,63
155,00	1,71	7345,77	0,01	0,08	0,29	2,08	1,33	1,62
160,00	1,70	8227,84	0,01	0,08	0,29	2,07	1,32	1,61
165,00	1,69	9159,92	0,01	0,08	0,29	2,06	1,31	1,60
170,00	1,68	10141,99	0,01	0,08	0,29	2,05	1,30	1,59
175,00	1,66	11174,07	0,01	0,08	0,29	2,04	1,29	1,58
180,00	1,65	12256,14	0,01	0,09	0,29	2,03	1,27	1,57
185,00	1,64	13388,21	0,01	0,09	0,29	2,03	1,26	1,56
190,00	1,63	14570,29	0,01	0,09	0,29	2,02	1,25	1,55
195,00	1,62	15802,36	0,01	0,09	0,30	2,01	1,24	1,54
200,00	1,61	17084,44	0,01	0,09	0,30	2,00	1,23	1,53
205,00	1,60	18416,51	0,01	0,09	0,30	1,99	1,21	1,52
210,00	1,59	19798,59	0,01	0,09	0,30	1,98	1,20	1,51
215,00	1,58	21230,66	0,01	0,09	0,30	1,97	1,19	1,50
220,00	1,57	22712,74	0,01	0,09	0,30	1,96	1,18	1,49
225,00	1,56	24244,81	0,01	0,09	0,30	1,95	1,16	1,47



(a) Envoltória sem expurgo de pontos



(b) Envoltória com expurgo de pontos

Figura A.3. Regressão linear, incluindo os limites de confiança para $\alpha=20\%$

A Figura A.4 apresenta, de forma bem explícita, a diferença entre duas curvas de ajuste em um universo de dados ($\sigma \times e$), sendo que uma é derivada da regressão linear simples, já levando-se em conta a eliminação de pontos situados fora da região considerada aceitável pelo limite imposto de 20%, e outra, simplesmente ajustada, sem tratamento estatístico.

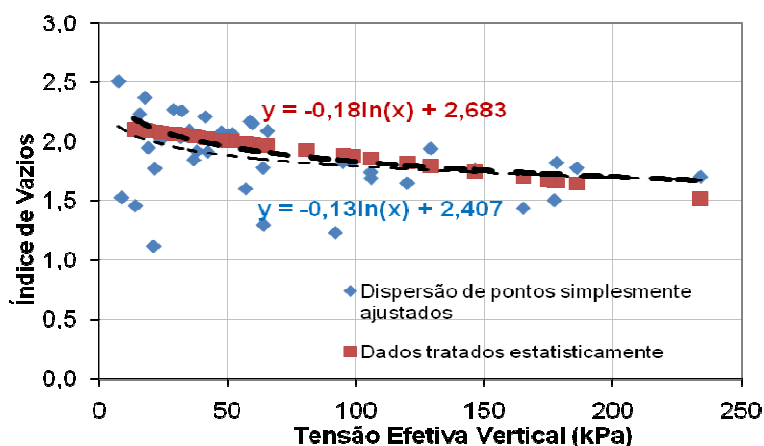


Figura A.4. Gráfico comparativo entre retas de ajuste de pontos em dispersão

A Figura A.5 apresenta o tratamento estatístico dos pontos (e x z), que são linearmente dependentes dos mesmos pontos gerados na Figura A.4 já levando-se em conta, portanto, o expurgo daqueles pontos que se encontravam fora dos limites inferiores e superiores, considerados inaceitáveis.

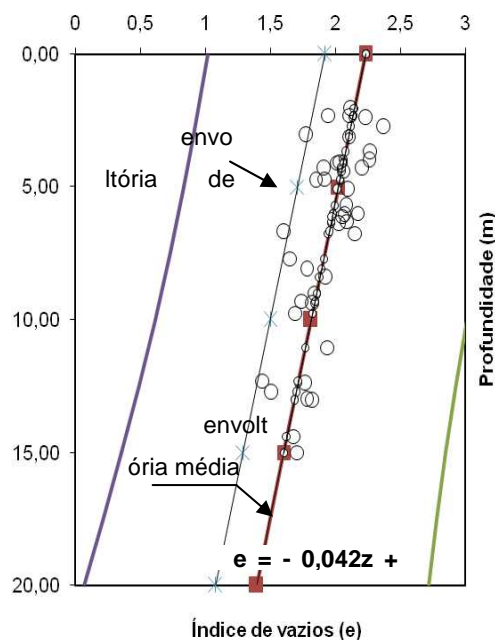


Figura A.5. Distribuição e x z após tratamento estatístico

Como era esperado, na região de maior densidade de pontos, as duas curvas estão mais afastadas, e certamente, apresentaria maior incidência de erros em numa eventual coleta de dados nessa respectiva faixa de tensões (até 100 kPa), enquanto que na região de maior dispersão as duas curvas tendem a convergir.

A.3. Considerações Finais

Pode-se concluir no caso específico analisado, que o erro cometido ao se adotar valores sem tratamento estatístico é pequeno, desde que o projeto considere que a probabilidade de que os pontos individuais da amostragem se agrupem acima e abaixo da reta média de regressão é de até 80%, tendo em vista a consideração de $\alpha=20\%$.

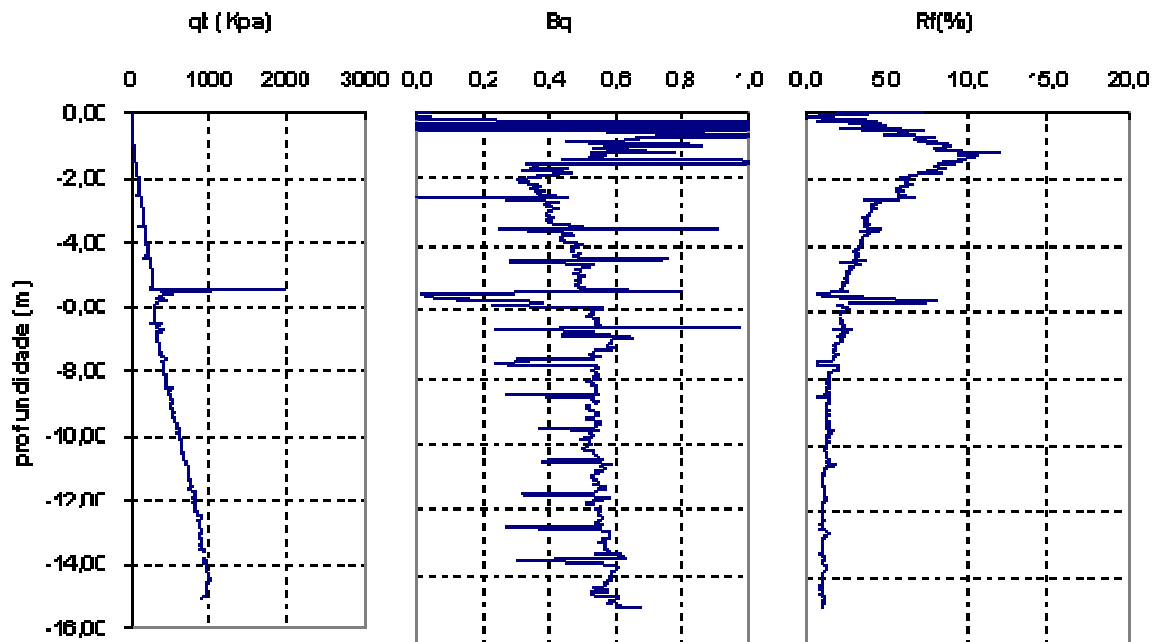
Usualmente, adotam-se valores de α em torno de 5%. Entretanto, a região que delimita os valores aceitáveis seria grande o bastante, tornando o tratamento dispensável, uma vez que a faixa de valores aceitáveis seria muito grande.

A adoção de $\alpha=20\%$ proporciona uma faixa de valores intermediária. Faixas muito abertas, não geram pontos externos, prejudicando a confiabilidade do tratamento, enquanto faixas muito fechadas limitam em excesso os dados experimentais.

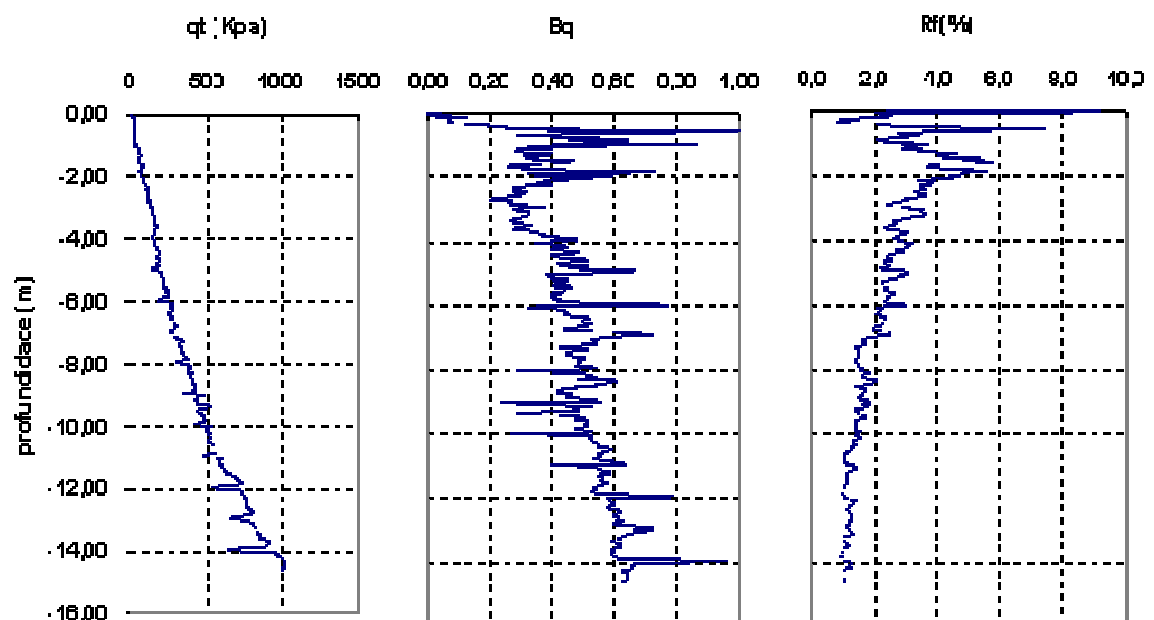
O mesmo procedimento foi realizado para a definição da variação do peso específico com a profundidade, apresentada no Capítulo 4 da presente dissertação.

Anexo B - Resultados dos Ensaios de Piezocone

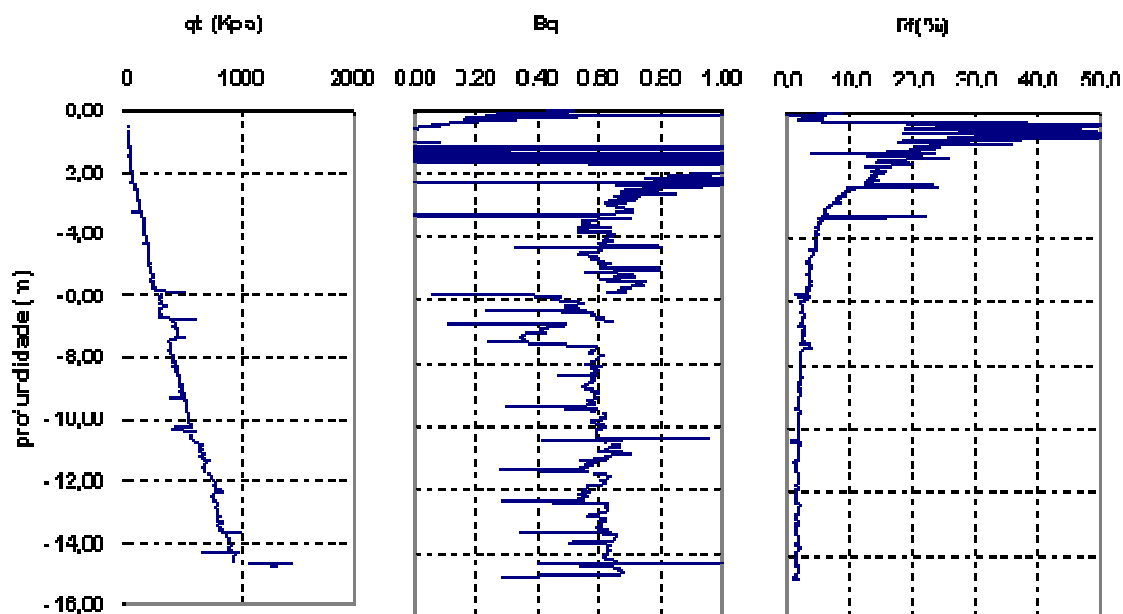
Estação 2



Estação 3



Estação 4



Estação 6

