

## 2.

### Revisão Bibliográfica

#### 2.1

#### Aterros sobre solos moles

Solos moles são materiais de baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade. A construção de aterros sobre este tipo de solo requer cuidados quanto à definição dos parâmetros geotécnicos, tipo de análise e seqüência construtiva adotada. Construção rápida de aterros pode levar o solo de fundação à ruptura, sob condições não drenadas.

Várias obras de engenharia envolvem a construção de aterros sobre solos moles. Dentre estas, citam-se aterros rodoviários, ferroviários, aterros para construções industriais e barragens de terra, entre outros. Esse tipo de obra, apesar de muito estudada, ainda surpreende projetistas e executores, tanto no que diz respeito às condições de estabilidade ou aos níveis de deslocamentos verticais e horizontais observados no campo. A Figura 1 mostra um exemplo do contraste entre a geometria típica de aterro sobre solo mole, concebida no projeto, e a geometria resultante no campo.

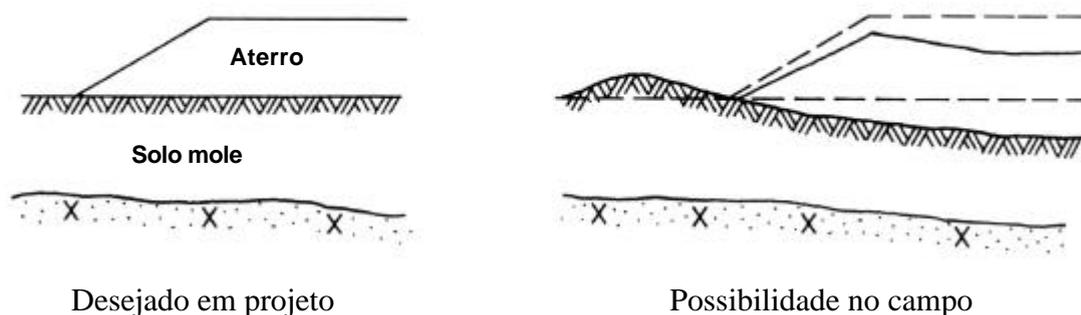


Figura 1 – Aterro sobre solos moles (Dunnclif, 1993)

Uma das alternativas utilizadas para reduzir as dificuldades resultantes da presença da camada de solo mole consiste na remoção total da camada e substituição por material granular. Esta solução pode tornar-se economicamente inviável no caso de camadas com espessuras, acima de 3 metros. A substituição

parcial de solo mole apresenta-se como uma solução cara e pouco eficaz (DNER-PRO 381/98).

No caso da inviabilidade de remoção total da camada mole, o projeto de construção do aterro pode incluir outros elementos para agilizar os recalques e melhorar as condições de estabilidade da obra. Por exemplo, pode-se citar os pré-carregamentos, as bermas de equilíbrio, os elementos de drenagem radial e vertical (geodrenos, colchões drenantes) e os elementos de reforço (estaqueamento, reforço com geossintéticos).

Face às dificuldades encontradas em projetos de aterros sobre solos moles, o uso de instrumentação de campo é fortemente recomendado. A função da instrumentação de campo é possibilitar o acompanhamento da performance do projeto e a avaliação da segurança da obra. É importante, contudo, que esta instrumentação seja cuidadosamente projetada; isto é, que o tipo de instrumento e o local de instalação sejam definidos com critério. Adicionalmente, deve-se acompanhar o processo de instalação, realizar monitoramentos frequentes e interpretar corretamente os registros.

## **2.2 Ensaio de campo**

A identificação geotécnica para aterros fundados em solos de baixa capacidade de suporte pode ser realizada utilizando ensaios de campo ou ensaios de laboratório.

Os ensaios de campo apresentam como principal vantagem minimizar os efeitos de amolgamento do solo durante as operações de amostragem (cravação, retirada ou transporte dos amostradores para o laboratório).

De acordo com Almeida (1996), os ensaios de campo mais utilizados para determinação de parâmetros de projeto de aterros sobre solos moles são os ensaios de palheta, de piezocone e dilatôométricos. A seguir será apresentada uma breve revisão de alguns ensaios de campo.

### **Palheta (Vane)**

O ensaio de palheta é a ferramenta mais utilizada para identificação da resistência não drenada ( $S_u$ ) de substratos argilosos e, de acordo com a norma DNER/IPR (1990), é o mais apropriado do ponto de vista técnico-econômico.

Bjerrum (1973) propôs um fator de correção ( $\mu$ ) para a resistência não drenada determinada no ensaio de palheta e confere a dois fatores a

necessidade desta correção: a anisotropia da resistência e o tempo de carregamento até a ruptura. Azzouz et al (1983) apresentaram um fator de correção que levava em conta, além dos fatores propostos por Bjerrum, o efeito tridimensional (resistência lateral).

Sandroni (1993), analisando a estabilidade tridimensional de casos históricos de aterros sobre solos moles na Baixada Fluminense, concluiu que a utilização do fator de correção proposto por Bjerrum (1973) não se aplica em locais com presença de turfa. Entretanto, Sandroni (1993) recomenda o julgamento de cada caso.

Resultados de ensaios de palheta realizados em argilas do Rio de Janeiro estão apresentados nas Figura 2 e Figura 3 e mostram uma estimativa realista da variação da resistência com a profundidade.

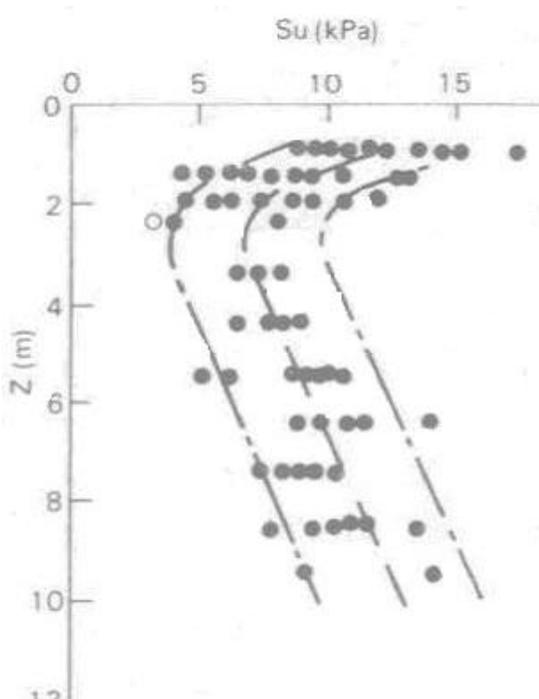


Figura 2 - Ensaios de palheta reportados por Collet (1978)

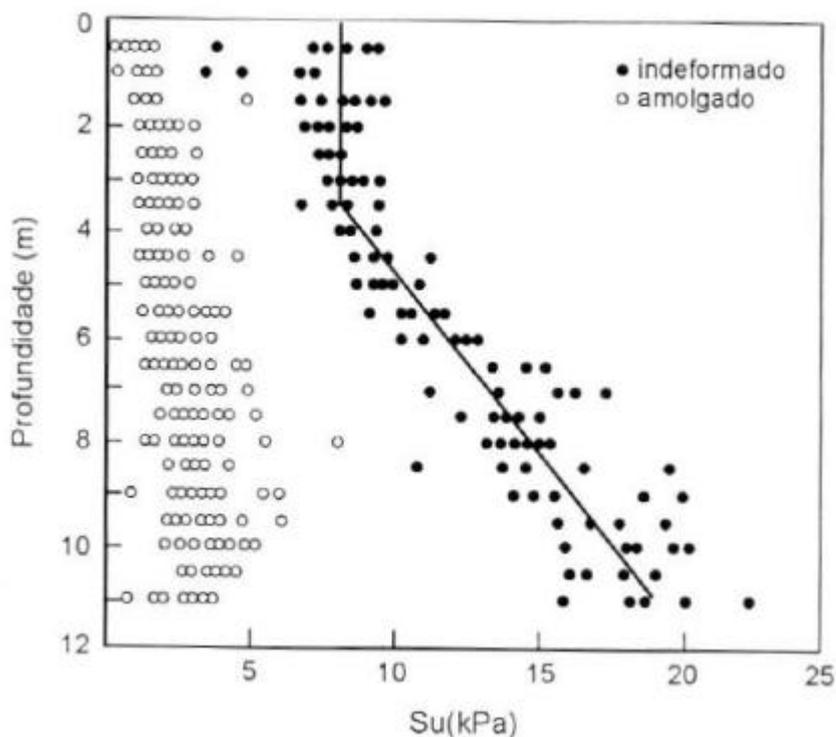


Figura 3 – Resultados dos ensaios de Palheta na argila do Rio de Janeiro (Ortigão & Collet, 1986 apud Schnaid, 2000)

A resistência não drenada pode ser determinada tanto para argilas em estado indeformado ( $S_u$ ), assim como para o material amolgado ( $S_{ur}$ ). A razão entre estas resistências é definida como a sensibilidade das argilas.

A Tabela 1 apresenta a classificação das argilas segundo a sensibilidade (Skempton e Northey, 1952). Os valores da sensibilidade das argilas moles do litoral brasileiro, segundo Ortigão (1995), situam-se entre 3,0 e 5,0 (valores médios), classificando-as de baixa a média sensibilidade.

Tabela 1 - Sensibilidade de argila (Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	$S_t$
Baixa	2 – 4
Média	4 – 8
Alta	8 – 16
Muita Alta	> 16

Maiores detalhes referentes à execução e interpretação dos ensaios de palheta podem ser encontrados na norma ABNT: MB 3122.

## Piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone tem sido amplamente utilizado para determinação de parâmetros geotécnicos de argilas moles.

O piezocone realiza medidas contínuas da resistência de ponta ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e de poropressão ( $u$ ) gerados durante a execução do ensaio ou cravação do piezocone. O monitoramento da poropressão pode ser realizado utilizando um elemento poroso em uma das 3 posições do cone (Figura 4), na face ( $u_1$ ), na base ( $u_2$ ) e no fuste do cone ( $u_3$ ).

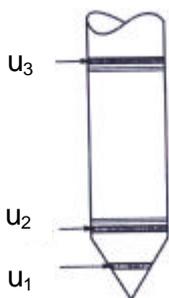


Figura 4 - Principais posições de instalação do elemento poroso

Em argilas moles, Baligh et al (1981) e De Ruiter (1981), indicam a necessidade da correção da resistência de ponta ( $q_c$ ) devido à ação da poropressão nas ranhuras do cone. A importância desta correção em argilas moles deve-se ao fato da geração de poropressão ( $u_2$ ) ser comparável à resistência de ponta ( $q_c$ ).

Desta forma, a resistência real mobilizada ( $q_t$ ) pode ser calculada utilizando a Equação 1, apresentada a seguir, proposta por Campanella et al (1982) e Jamiolkolski et al (1985):

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

onde  $q_c$  = resistência de ponta medida no ensaio,  $u_2$  = poropressão medida no ensaio,  $a = A_N/A_T$  relação das áreas do cone.

Assim como para a resistência de ponta ( $q_c$ ), algumas equações empíricas foram sugeridas para a correção da resistência lateral ( $f_s$ ). Entretanto, de acordo com Danziger e Schnaid (2000), sua utilização é pouco comum na prática de engenharia, face à inexistência da utilização do elemento de medição de poropressão  $u_3$ .

O ensaio de piezocone possibilita, através das correlações, a obtenção de parâmetros geotécnicos. Em solos sedimentares pode-se estimar: resistência não drenada ( $S_u$ ), razão de pré-adensamento (OCR), sensibilidade ( $S_t$ ), coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), parâmetros efetivos de resistência  $c'$  e  $\phi'$ , módulo de Young ( $E_u$ ), módulo oedométrico ( $E_{ad}$ ), módulo cisalhante máximo ( $G$ ), coeficientes de adensamento horizontal ( $c_h$ ) e vertical ( $c_v$ ) e coeficientes de permeabilidade horizontal ( $k_h$ ) e vertical ( $k_v$ ).

Neste trabalho serão apresentadas, em resumo, as formulações para determinação das principais propriedades necessárias para projetos de aterros sobre solos moles.

### **Resistência não drenada ( $S_u$ )**

A resistência não drenada ( $S_u$ ) da argila mole pode ser estimada a partir da equação 2.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad \text{Equação (2)}$$

onde  $q$  = resistência real mobilizada;  $\sigma_{v0}$  = tensão vertical total e  $N_{kt}$  = fator de cone.

O fator de cone ( $N_{kt}$ ) é calculado, preferencialmente, a partir de correlações com ensaios de palheta (Schnaid, 2000).

Os valores de ( $N_{kt}$ ), de acordo com Danziger e Schnaid (2000), não são constantes com a profundidade e variam com as propriedades do depósito (anisotropia de resistência, índice de rigidez e índice de plasticidade).

Os valores de  $N_{kt}$  publicados na literatura por Soares e outros (1986), Sills e outros (1988), Danziger (1990) e Danziger e outros (1997), para o Rio de Janeiro, na região próxima ao Rio Sarapuí, apresentam-se na faixa de 11 a 16, sendo o valor médio de 14. Almeida (1998) apresenta para a região do Senac

(Barra da Tijuca), Rio de Janeiro, valores na faixa de 5 a 11, sendo o valor médio de 9.

De acordo com Danziger e Schnaid (2000), estes valores de  $N_{kt}$  apresentam-se apenas como uma referência inicial de anteprojeto, devendo ser necessária a realização de ensaios para a determinação dos valores específicos para as condições locais.

Outras formas para determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ) apresentam-se através do fator  $N_{\Delta u}$ , ilustrado por Tavenas et al (1982), e pelo fator  $N_{KE}$ , definido por Lunne et al (1997):

$$N_{\Delta u} = \frac{\Delta u}{S_u} \quad \text{Equação (3)}$$

$$N_{KE} = \frac{q_t - u_2}{S_u} \quad \text{Equação (4)}$$

onde  $\Delta u = u_2 - u_0$ ,  $u_0$  = poropressão hidrostática.

A determinação de  $N_{\Delta u}$  e  $N_{KE}$  é feita de forma semelhante à descrita para  $N_{kt}$ .

### História de tensões

O comportamento de aterro sobre solos moles depende fundamentalmente da história de tensões do depósito argiloso.

Na literatura corrente há várias proposições para a determinação tanto da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) quanto da razão de pré-adensamento (OCR). Chen e Mayne (1996), fundamentados em análises de mais de 1200 ensaios, recomendam as equações 5 e 6. Outra proposta muito utilizada para determinação do OCR é apresentada por Lunne et al (1997) na Equação 7:

$$\sigma'_{vm} = 0,305 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad \text{Equação (5)}$$

$$OCR = 0,53 \frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação (6)}$$

$$OCR = 0,3 \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação (7)}$$

onde  $q_t$  = resistência total mobilizada;  $u_2$  = poropressão medida no ensaio,  $\sigma_{v0}$  = tensão vertical total e  $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva.

## Coeficiente de Adensamento

O coeficiente de adensamento pode ser determinado em ensaios de piezocone através de ensaios de dissipação. Ao se interromper a cravação do piezocone no solo, as variações da poropressão são monitoradas ao longo do tempo.

A Figura 5 apresenta um exemplo típico de resultado de ensaio de dissipação.

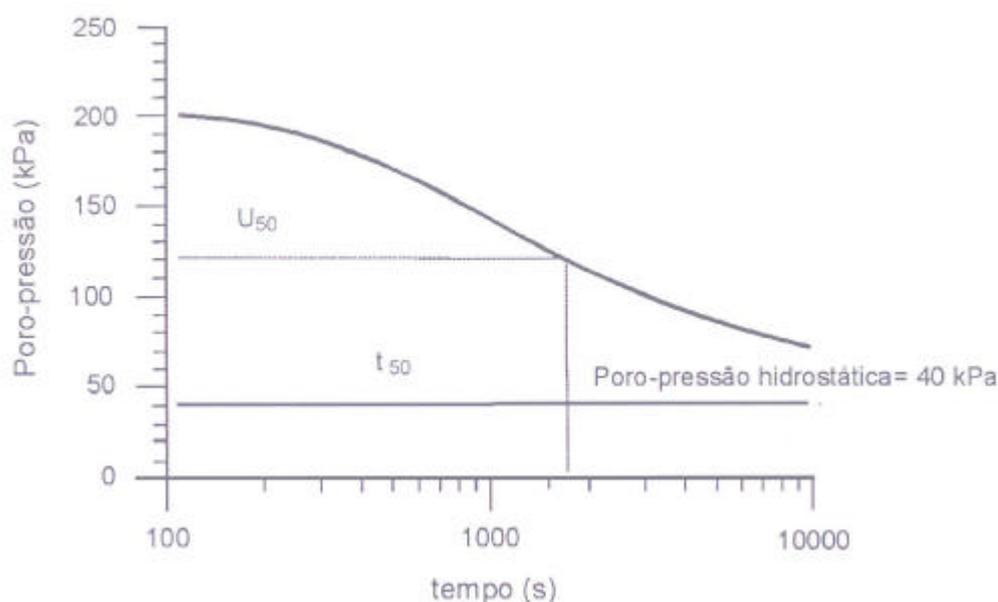


Figura 5 – Resultado típico do ensaio de dissipação de piezocone (Schnaid, 2000)

Para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ), Danziger e Schnaid (2000) recomendam o método proposto por Houlsby e Teh (1988). O processo de dissipação recomendado pode ser definido de acordo com a Equação 7 a seguir:

$$c_h = \frac{T.R^2.\sqrt{Ir}}{t} \quad \text{Equação (8)}$$

onde T = fator tempo, R = raio do piezocone, t = tempo de dissipação (normalmente adotado 50%), Ir = índice de rigidez ( $=G/S_u$ ) e G = módulo de cisalhamento do solo.

Soares (1986) e Thomas (1986) apresentam um procedimento para a determinação do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ). Os pesquisadores sugerem uma extrapolação do trecho linear medido na curva inicial da curva de dissipação  $\Delta_u$  versus  $t^{1/2}$ .

Os valores para o índice de rigidez ( $I_r$ ) de argilas moles encontrados na literatura foram de  $I_r = 100$  para Porto Alegre (Soares, 1997) e de  $I_r = 80$  para o Rio de Janeiro (Ortigão, 1980).

A Tabela 2 apresenta os valores do fator tempo ( $T$ ) em função da posição do elemento poroso no piezocone, sendo ele localizado na face ( $u_1$ ), base ( $u_2$ ) ou fuste do cone ( $u_3$ ).

Tabela 2 - Fator tempo  $T$  (Houlsby & Teh (1988))

$1 - U$ (%)	Posição do filtro				
	Fuste do cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,345	0,463	0,804	2,430	3,240
80	0,829	1,040	1,600	4,100	5,240

Os valores obtidos para o coeficiente de adensamento ( $c_h$  piezocone), por este procedimento, representam a propriedade do solo na região pré-adensada, devido às altas deformações do solo ao redor do cone durante a inserção. Com isso o solo comporta-se em recompressão (Baligh, 1986; Baligh & Levadoux, 1986).

Jamiolkowski et al (1985) apresentam uma formulação (Equação 8) para a correção do valor de  $c_h$  de forma a corresponder ao comportamento na região normalmente adensada:

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} c_h(\text{piezocone}) \quad \text{Equação (9)}$$

onde  $RR$  e  $CR$  são os parâmetros de compressibilidade nas condições de “recompressão” e “virgem”.

Os valores de  $RR/CR$  variam na faixa entre 0,13 e 0,15, de acordo com Jamiolkowski et al (1985). O valor de  $c_h(NA)$  pode ser então convertido em coeficiente de adensamento vertical  $c_v(NA)$  no trecho NA proporcionalmente à razão entre os coeficientes de permeabilidade nas direções horizontal e vertical, de acordo com a Equação 9:

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} c_h(NA) \quad \text{Equação (10)}$$

onde  $k_v$  e  $k_h$  são os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal, respectivamente. Os valores típicos para a razão  $k_v/k_h$  estão apresentados na Tabela 3 .

Tabela 3 - Razão entre as permeabilidades em argilas (Ladd et al, 1976)

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

### 2.3 Instrumentação

A instrumentação de aterros sobre solos moles tem com objetivo verificar critérios adotados no projeto, de maneira a avaliar se os parâmetros utilizados estão adequados ao desempenho da obra. Adicionalmente, o monitoramento contínuo possibilita o acompanhamento da segurança da obra, durante ou mesmo após a construção, permitindo a realização de medidas corretivas, caso necessárias. Por último, as informações referentes ao comportamento do aterro e fundação permitem o aprimoramento dos métodos de projeto e das técnicas de construção (Dunnicliff, 1993).

As grandezas medidas por instrumentação em aterros sobre solos moles estão mostradas na Tabela 4.

Tabela 4 – Monitoramento em aterros

Grandezas Medidas	Tipo de instrumento
<i>Deslocamentos verticais e horizontais da superfície e sub-superfície.</i>	<i>Marcos superficiais</i>
	<i>Placas de recalque</i>
	<i>Inclinômetros</i>
	<i>Extensômetros de indução elétrica ou magnética</i>
<i>Medidores pontuais de nível</i>	
<i>Poropressões</i>	<i>Piezômetros</i>

Apresenta-se a seguir um breve resumo dos principais instrumentos utilizados em aterro sobre solos moles. Maiores detalhes podem ser encontrados em Dunnicliff (1993).

## Piezômetros

Os piezômetros têm como finalidade a medição de poropressões e podem ser instalados em várias profundidades. Existem vários tipos de piezômetros.

O piezômetro de tubo aberto ou Piezômetro Casagrande é o mais simples e o mais utilizado. Este piezômetro consiste em um tubo vertical, com extremidade perfurada, que permite o fluxo de água entre o solo e o tubo até a equalização de tensões na água. Dentre as principais vantagens do piezômetro de tubo aberto, pode-se citar a confiabilidade, a durabilidade e a possibilidade de verificação do funcionamento através de ensaio de recuperação do nível d'água. Suas limitações são: interferência no canteiro de obras e o elevado tempo de resposta em solos de baixa permeabilidade.

O piezômetro pneumático tem seu funcionamento baseado no equilíbrio de pressões atuantes em um diafragma flexível. De um lado, atua a pressão da água que se deseja medir e do outro lado atua um gás sob pressão. A conexão pneumática entre o piezômetro e o painel é feita com dois tubos flexíveis (alimentação e retorno). As principais vantagens deste instrumento são: leitura centralizada; menor interferência no canteiro de obra; não interferência dos recalques sobre as medidas; leitura simples e rápida; não necessidade de circulação de água deaerada pelas tubulações; tempo de resposta relativamente pequeno. As principais limitações são: necessidade de calibração periódica dos manômetros; e problemas relacionados com as deformações do diafragma flexível (Cruz, 1996).

O piezômetro de corda vibrante também possui um diafragma metálico separando a água do solo do sistema de medição. Neste instrumento, a medição da poropressão é feita por uma corda tensionada, acoplada ao centro do diafragma; um deslocamento do diafragma causa uma mudança de tensão na corda. Dunnycliff (1993) afirma que piezômetros de corda vibrante blindados, são confiáveis, precisos e têm tempo de resposta reduzido.

No piezômetro elétrico, as pressões de água são monitoradas por um transdutor elétrico. A principal vantagem deste equipamento está associada aos mais baixos tempos de resposta, devido ao pequeno volume de água que o maciço precisa fornecer para o deslocamento do diafragma do transdutor (Cruz, 1996).

## Medidores de deslocamentos horizontais e verticais

Existem vários instrumentos para acompanhamento de deslocamentos vertical e horizontal, tanto superficial quanto em profundidade.

Os inclinômetros são os instrumentos mais utilizados para medir os deslocamentos horizontais em solos. Um tubo de plástico ou alumínio, com ranhuras diametralmente opostas (que servem de guia), é inserido em um furo de sondagem e os deslocamentos são monitorados por uma sonda (Figura 6). A base do tubo deve ser instalada em uma camada rígida (em geral rocha), mantendo-se fixa ao longo do tempo. Os deslocamentos horizontais são registrados em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do instrumento. Atualmente estão disponíveis no mercado inúmeros tipos de inclinômetros, com características distintas.

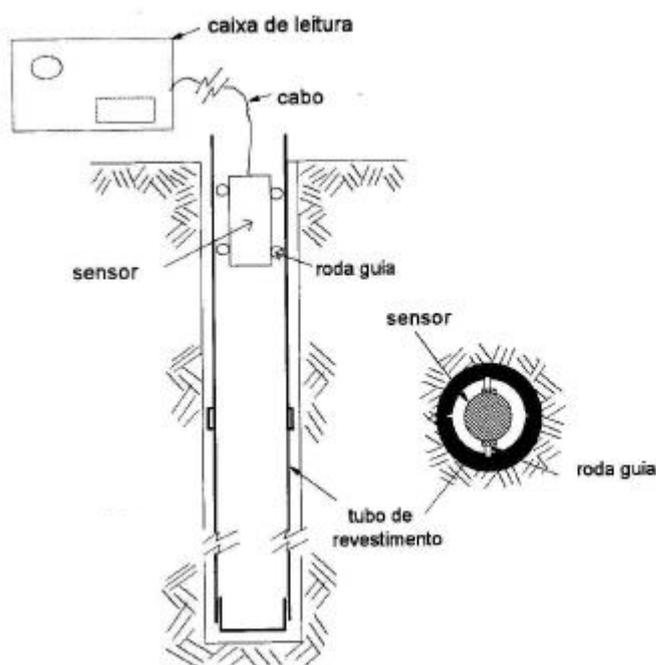


Figura 6 - Esquema de inclinômetro

Os deslocamentos verticais podem ser monitorados superficialmente ou em profundidade.

Os marcos superficiais são os instrumentos mais simples para registro dos deslocamentos verticais. Elementos metálicos ou de concreto, de pequena dimensão, são instalados em pequenas valas na superfície do aterro. Estes elementos possuem um pino, visível, que servirá como mira. O monitoramento dos deslocamentos é feito por acompanhamento topográfico.

As placas de recalque têm função e monitoramento semelhantes aos marcos. Entretanto, as placas são instaladas antes do lançamento do aterro. Uma haste, conectada à placa, atravessa a camada de solo, tornando-se visível em superfície. A haste deve estar protegida externamente por um tubo, impedindo assim o contato direto e atrito entre a haste e o solo.

Os extensômetros magnéticos são instrumentos que permitem o acompanhamento dos deslocamentos verticais e horizontais no interior da massa de solo. Estes instrumentos são compostos de tubo de PVC e de anéis magnéticos ou alvos, também denominados aranhas. Estes alvos são fixados no terreno, de maneira a possibilitar o monitoramento dos deslocamentos na região através da passagem de uma sonda. No caso do extensômetro horizontal, o tubo é instalado horizontalmente no terreno antes do lançamento do aterro.

## 2.4

### Métodos de estimativa de recalque

Todos os materiais estão sujeitos a deformações quando submetidos à aplicação de esforços. No caso de solos moles muito compressíveis, estas deformações ocorrem ao longo do tempo e não imediatamente após a aplicação do carregamento.

Existem na literatura, vários métodos para estimativa de recalques. Alguns dos métodos mais utilizados estão descritos resumidamente a seguir.

## 2.5

### Métodos de Previsão de Recalque

Na prática, os recalques ( $r$ ) observados no campo podem ser subdivididos em *inicial*, *primário* e *secundário*, conforme mostrado na Figura 7.

Os recalques iniciais ou não-drenados ocorrem imediatamente após a aplicação de carga e são denominados não-drenados pelo fato das deformações ocorrerem sem a expulsão de água, isto é, sem drenagem.

O recalque primário ou de adensamento ocorre durante o processo de transferência de esforços entre a água e o arcabouço sólido, associado à expulsão da água dos vazios. Nesta fase, as variações de tensão total, aplicadas pelo carregamento e absorvidas pela água, vão sendo transmitidas para o arcabouço sólido, causando uma variação no valor inicial de tensões efetivas.

Em geral, esses dois tipos ocorrem simultaneamente. Ressalta-se que, em ambos os casos, os recalques ocorrem devido à variações nas tensões efetivas.

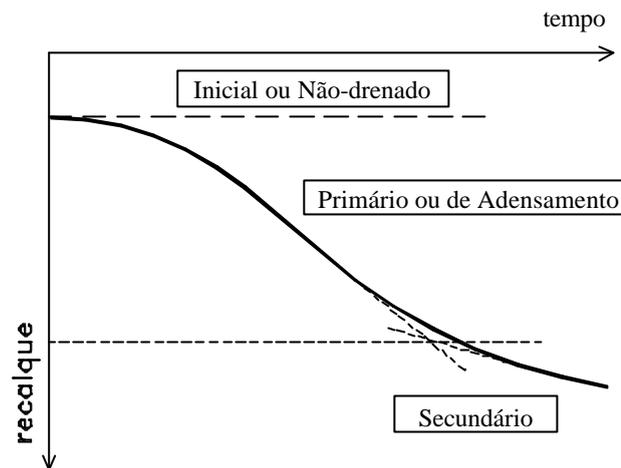


Figura 7 - Evolução dos Recalques

O recalque secundário é indicado na Figura 7 como correspondente às deformações observadas no solo após o final do processo de adensamento. Ao contrário do recalque de adensamento, o recalque secundário ocorre com tensões efetivas constantes, como resultado do fato da relação entre o índice de vazios e tensão efetiva ser uma função do tempo. Na maioria dos solos, a compressão secundária tem menor importância, porque a sua magnitude é inferior à dos outros tipos de recalque. Em argilas muito plásticas e solos orgânicos, no entanto, o recalque secundário é significativo.

Os recalques imediatos ou não drenados são, em geral, calculados executando-se o somatório das deformações verticais causadas pelas variações de tensão  $\{\Delta\sigma\}$  geradas pelo carregamento. A teoria da elasticidade é utilizada tanto para determinação das tensões induzidas quanto para o cálculo das deformações.

Os recalques primários e secundários são calculados a partir da estimativa da variação do índice de vazios resultante da aplicação do carregamento. Na maioria dos casos práticos, assume-se que o fluxo e a compressão são essencialmente unidimensionais. Neste caso, o cálculo de recalques total ( $\rho$ ) é feito a partir da seguinte expressão:

$$\rho = \frac{H_o}{(1 + e_o)} \Delta e \quad \text{Equação (11)}$$

onde  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios,  $e_o$  e  $H_o$  são índice de vazios e espessura inicial da camada.

A estimativa da variação de índice de vazios é feita com base nos parâmetros de compressibilidade do solo, definida como a relação entre a magnitude das deformações e a variação imposta no estado de tensões. No caso de solos, estas deformações podem ser estabelecidas através de variações volumétricas ou em termos de variações no índice de vazios. Dependendo da forma adotada, a compressibilidade do solo pode ser definida a partir de diferentes parâmetros conhecidos como: módulo confinado ( $D = \Delta\sigma'_v / \Delta\varepsilon_v$ ), coeficiente de variação volumétrica ( $m_v = \Delta\varepsilon_v / \Delta\sigma'_v$ ), coeficiente de compressibilidade ( $a_v = -\Delta e / \Delta\sigma'_v$ ) e índices de compressibilidade ( $C_c, C_r, C_s = -\Delta e / \Delta \log\sigma'_v$ ).

No caso de recalque de adensamento primário, a evolução dos recalques ao longo do tempo pode ser estimada a partir da Equação 11:

$$r_{tempo} = U(t) \times r \quad \text{Equação (12)}$$

onde  $r_{total}$  é o recalque de adensamento primário e  $U(t)$  a porcentagem média de adensamento.

### 2.5.1 Teoria de adensamento

A teoria de adensamento desenvolvida por Terzaghi (1943) foi o marco inicial para análise do comportamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais.

O processo de adensamento, em um solo saturado, envolve uma transferência gradual de esforços da água para o arcabouço sólido. Como esta transferência só é possível pela dissipação dos excessos de poropressão através da drenagem da água, utiliza-se a equação de fluxo para estudar analiticamente este processo.

A teoria de adensamento descreve a distribuição de excesso de poropressões ao longo da camada, em qualquer instante, a partir da Equação 12. O desenvolvimento desta equação pressupõe as seguintes hipóteses: solo homogêneo e saturado, compressão e fluxo unidimensional, incompressibilidade dos grãos sólidos, incompressibilidade da água, validade da lei de Darcy, invariabilidade nas propriedades do solo durante o processo de adensamento e redução linear do índice de vazios com o aumento das tensões efetivas durante o processo de adensamento.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{Equação (13)}$$

onde  $u$  = excesso de poropressão no tempo  $t$ ;  $t$  = tempo;  $z$  = distância vertical entre um ponto e a superfície de aplicação do carregamento;  $c_v$  = coeficiente de adensamento vertical.

O coeficiente de adensamento vertical, definido pela Equação 13 engloba as propriedades de permeabilidade e compressibilidade. Seu valor interfere diretamente no tempo necessário para que ocorra o processo de transferência de tensões entre a água (poro-pressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva).

$$c_v = \frac{k_v \cdot (1 + e)}{g_w \cdot a_v} = \frac{k_v}{g_w \cdot m_v} \quad \text{Equação (14)}$$

onde:  $k_v$  = coeficiente de permeabilidade vertical;  $g_w$  = peso específico da água;  $e$  = índice de vazios;  $m_v$  = coeficiente de compressibilidade volumétrica;  $a_v$  = coeficiente de compressibilidade ( $a_v = -\Delta e / \Delta \sigma'_v$ );  $\Delta e$  = variação de índice de vazios;  $\Delta \sigma'_v$  = variação da tensão vertical efetiva.

A solução da equação 14 fornece o excesso de poropressão em um determinado instante, a uma determinada profundidade ( $\Delta u(x,y,z,t)$ ). Na prática, entretanto, deseja-se conhecer o quanto de dissipação de poropressão ocorreu, ao invés da quantidade de excesso de poro-pressão que ainda existe no solo. Assim sendo, utiliza-se a porcentagem de adensamento ( $U_z$ ), definida como a relação entre o excesso de poro-pressão dissipado em um determinado tempo e o excesso inicial; isto é:

$$U_z = 1 - \frac{\Delta u(t)}{\Delta u_0} \quad \text{Equação (15)}$$

onde  $\Delta u(t)$  é o excesso de poropressão em um tempo qualquer  $t$ ,  $\Delta u_0$  é o excesso de poropressão no tempo  $t=0$ .

O grau de adensamento de toda a camada é estimado a partir da porcentagem média de adensamento ( $U$ ), definida como o somatório das porcentagens de adensamento de todos os pontos da camada em relação ao adensamento total; isto é:

$$U_v = 1 - \frac{\int_0^Z \Delta u(t) dZ}{\int_0^Z \Delta u_0 dZ} \quad \text{Equação (16)}$$

Dependendo das condições de carregamento e de drenagem, a Equação 19 pode ser reescrita sob forma mais simples. No caso de drenagem dupla, por exemplo:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad \text{Equação (17)}$$

onde:  $M$  é uma constante;  $T$  o fator tempo, definido por  $T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2}$ ;  $c_v$  coeficiente de adensamento vertical;  $t$  tempo e  $H_d$  altura de drenagem.

### 2.5.2 Aceleração de Recalques

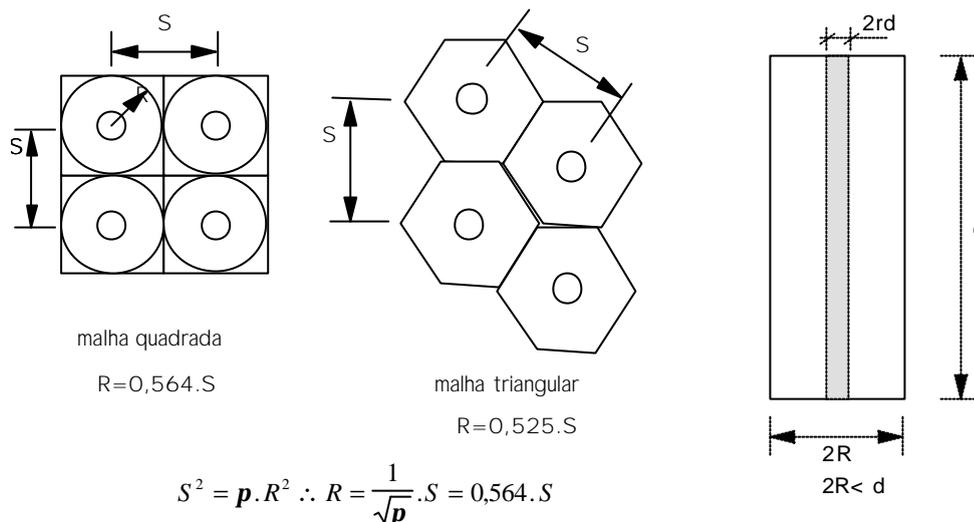
Existem técnicas para acelerar processos de adensamento em solos moles, compressíveis. As mais comuns são a aplicação de sobrecarga temporária e a instalação de drenos verticais.

O uso de sobrecarga temporária acarreta um aumento da magnitude dos recalques totais. Com isso, o recalque total previsto para a carga original de projeto é atingido em um intervalo de tempo menor. Quando se utiliza esta metodologia, é necessário avaliar a capacidade de suporte da fundação, em termos do acréscimo de carga proveniente da sobrecarga sob condições não drenadas.

A instalação de drenos verticais tem por finalidade acelerar os recalques. A distância entre drenos deve ser inferior ao comprimento de drenagem vertical, desta forma, o processo de adensamento apresenta uma predominância de dissipação do excesso de poropressão no sentido horizontal (ou radial), fazendo com que a drenagem vertical tenha menor importância.

Drenos verticais podem ser executados a partir da abertura de furos, de diâmetro variando entre 0,20 a 0,60m, seguido de preenchimento com solo granular. Materiais geossintéticos também têm sido utilizados em substituição aos drenos granulares ou mesmo como elementos de filtragem para evitar a colmatação.

O espaçamento dos drenos depende da permeabilidade da camada e do tempo necessário para se atingir um determinado grau de adensamento. Espaçamentos típicos variam da ordem de 2m a 5m. Em planta, os drenos podem ser localizados segundo arranjos quadrangulares ou triangulares, conforme apresentado nas Figura 8 e Figura 9. Dependendo da configuração adotada, o raio de influência do dreno (R) fica definido em função do espaçamento (S). No caso de malhas quadrangulares  $R=0,56S$  e para malhas triangulares  $R=0,53S$ .



A presença de drenos na camada impõe uma condição de fluxo bidimensional, a qual pode ser solucionada a partir da equação de adensamento, escrita em coordenadas cilíndricas.

De acordo com Carrillo (1942), o adensamento com fluxo tridimensional pode ser dividido em fluxo radial plano e fluxo linear vertical. Desta forma, o grau de adensamento médio  $U_h$  é encontrado através da aplicação da Equação 17, apresentada por Terzaghi (1943):

$$(1 - U_{v,h}) = (1 - U_v)(1 - U_h) \quad \text{Equação (18)}$$

onde  $U_{v,h}$  = porcentagem média de adensamento, devido à drenagem combinada vertical e horizontal;  $U_v$  = porcentagem média de adensamento devido à drenagem vertical;  $U_h$  = porcentagem média de adensamento devido à drenagem radial.

Para determinação da porcentagem de adensamento vertical, utilizam-se as equações e ábacos fornecidos pela teoria de Terzaghi (1943). Para o fluxo

radial, ábacos específicos para esta condição são utilizados, sendo  $U_h$  calculado em função do fator tempo radial ( $T_r$ ), onde

$$T_r = \frac{c_h \cdot t}{4R^2} \quad \text{Equação (19)}$$

onde  $c_h$  = coeficiente de adensamento vertical;  $t$  = tempo;  $R$  = raio de influência do dreno.

Com base na teoria de Terzaghi, Barron (1948) desenvolveu uma teoria de adensamento unidimensional com fluxo radial, aplicada em projetos com drenos de areia verticais. Adotando-se duas hipóteses extremas: caso de deformações verticais iguais e caso deformações verticais livres, a porcentagem média de adensamento para a drenagem horizontal é dada por:

$$U_z = 1 - \exp\left[\frac{-8.T_h}{f(n)}\right] \quad \text{Equação (20)}$$

onde o  $T_h$  é o fator tempo horizontal, dado por:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad \text{Equação (21)}$$

e a função  $f(n)$  é definida como a razão entre o diâmetro de influência do dreno e seu diâmetro efetivo, sendo calculada por:

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3.n^2 - 1}{4.n^2} \quad \text{Equação (22)}$$

com

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

onde  $T_h$  = fator tempo horizontal;  $c_h$  = coeficiente de adensamento horizontal;  $t$  = tempo;  $d_e$  = diâmetro de influência do dreno;  $d_w$  = diâmetro equivalente;  $f(n)$  = função da razão entre o diâmetro de influência do dreno e o diâmetro efetivo.

## 2.6 Interpretação de medidas de recalque

### 2.6.1 Método de Asaoka, (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980)

O método de Asaoka (1978) foi desenvolvido para previsão de recalques a partir da utilização de dados de campo. Ao contrário da teoria de adensamento de Terzaghi, não há restrição quanto à possibilidade de variação dos coeficientes de compressibilidade e permeabilidade ao longo do tempo. Entretanto, o método admite que o coeficiente de adensamento permanece constante durante o processo de adensamento (Almeida, 1996).

De acordo com Almeida (1996), Magnan e Deroy (1980), baseados na teoria de Terzaghi (1943), desenvolveram uma modificação para o método de Asaoka. Magnan e Deroy (1980) inseriram a drenagem horizontal proposta por Barron (1948) e a combinação de drenagens horizontal e vertical proposta por Carrilo (1942).

O procedimento do método de gráfico de Asaoka, modificado por Magnan e Deroy está descrito abaixo, e esquematizado na Figura 10 e Figura 11 (Almeida, 1996):

- i) traçado da curva de recalque ao longo do tempo (Figura 10);
- ii) divisão da curva em segmentos igualmente espaçados de  $\Delta t$  (Figura 10), sendo recomendado  $30 \leq \Delta t \leq 90$  dias;

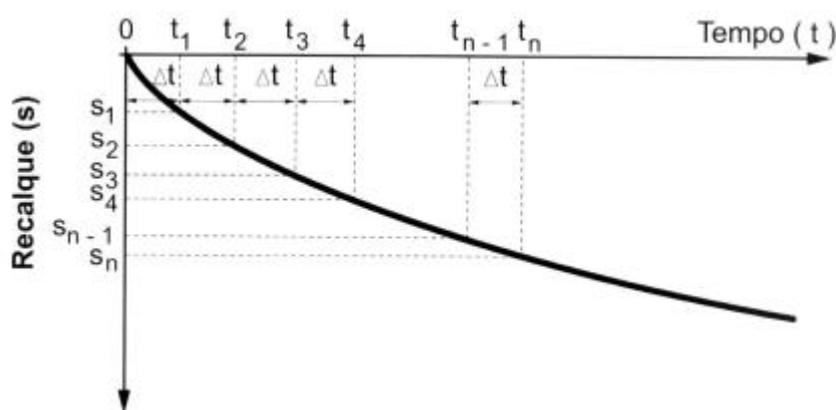


Figura 10 – Recalque no tempo pelo método de Asaoka (1978)

- iii) determinação dos recalques  $S_1, S_2, S_3, \dots$  para os respectivos  $t_1, t_2, t_3, \dots$ ;
- iv) construção do gráfico  $S_i \times S_{i-1}$  a partir dos valores acima determinados (Figura 11);

- v) ajuste de uma reta a partir dos pontos dos gráficos;
- vi) determinação do coeficiente angular  $\beta_1$  (Figura 11);
- vii) traçado de uma reta a 45° com ( $S_1 = S_{i-1}$ ) para obtenção do valor do recalque máximo, através da interseção das retas para tempo infinito  $S_\infty$  (Figura 11);

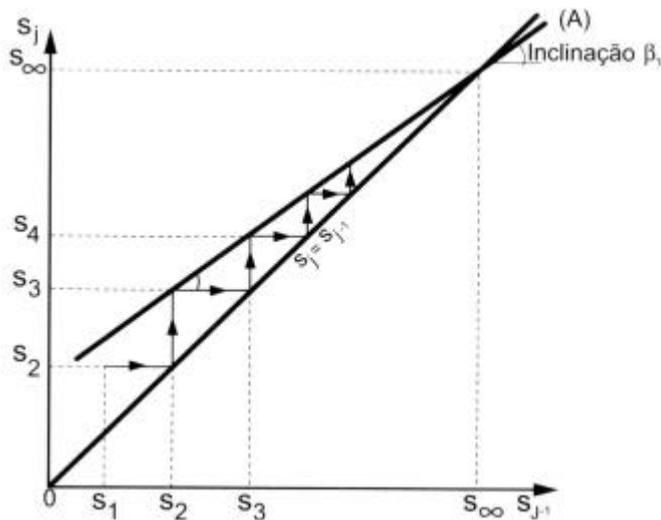


Figura 11 – Construção gráfica do método de Asaoka , modificado por Magnan e Deroy (1980)

- viii) cálculo de  $c_v$  e  $c_h$ . a partir das equações apresentadas a seguir.

Para drenagem puramente vertical, o valor de  $c_v$  é dado por:

$$c_v = \frac{-4}{p^2} \cdot H_d^2 \cdot \frac{\ln b_1}{\Delta t} \quad \text{Equação (23)}$$

onde  $H_d$  = espessura da camada;  $\Delta t$  = intervalo de tempo;  $\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka.

Para drenagem puramente radial, o valor de  $c_h$  é dado por:

$$c_h = \frac{-f_{(n)}}{8} \cdot d_e^2 \cdot \frac{\ln b_1}{\Delta t} \quad \text{Equação (24)}$$

onde  $H_d$  = espessura da camada;  $\Delta t$  = intervalo de tempo;  $\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka;  $f_{(n)} = \ln(n) - 0,75$ , onde  $n$  = razão entre o diâmetro de influência do dreno ( $d_e$ ) e o diâmetro do dreno ( $d_w$ ).

O valor do diâmetro de influência do dreno é determinado a partir da distribuição dos drenos, sendo para disposição quadrangular  $d_e = 1,13.s$  e para disposição triangular  $d_e = 1,05.s$ .

Para drenagem combinada, o valor de  $c_h$  é dado por:

$$c_h = \frac{d_e^2}{8} \left[ -\frac{\ln b_1}{\Delta t} - \frac{p \cdot c_v}{4.H_d^2} \right] \quad \text{Equação (25)}$$

onde  $H_d$  = espessura da camada;  $\Delta t$  = intervalo de tempo;  $\beta_1$  = inclinação da reta de Asaoka;  $d_e$  = diâmetro de influência do dreno e  $c_v$  = coeficiente de adensamento vertical.

### 2.6.2 Método de Orleach

Assim como o método de Asaoka, o método de Orleach foi desenvolvido a partir de dados de campo, com a finalidade de obter os coeficientes de adensamento horizontal e vertical. O método baseia-se na teoria de Barron, para adensamento puramente radial ou horizontal, e na teoria de Terzaghi, para adensamento vertical (Almeida, 1996).

No caso de drenagem puramente vertical, o coeficiente de adensamento vertical pode ser estimado a partir de:

$$c_v = \frac{4.H_d^2 \cdot a_1}{p^2} \quad \text{Equação (26)}$$

onde  $c_v$  = coeficiente de adensamento vertical,  $H_d$  = distância máxima de drenagem e  $a_1$  = inclinação da reta em  $\ln(u)$  x tempo calculado por:

$$a_1 = \frac{\ln \frac{u_1}{u_2}}{t_2 - t_1} \quad \text{Equação (27)}$$

onde  $t_1$  e  $t_2$  são os tempos relativos a leituras de  $\ln u_1$  e  $u_2$ .

No caso de adensamento puramente radial, o coeficiente de adensamento radial é definido por:

$$c_h = \left( d_e^2 \cdot \frac{f(n)}{8} \right) a_1 \quad \text{Equação (28)}$$

onde  $d_e$  = diâmetro de influência do dreno;  $f(n) = \ln(n) - 0,75$  (onde  $n$  = razão entre o diâmetro de influência do dreno ( $d_e$ ) e o diâmetro do dreno ( $d_w$ )) e  $a_1$  = inclinação da reta em  $\ln(u)$  x tempo.

Apresenta-se a seguir a construção gráfica do método de Orleach (Figura 12), para determinação de  $\alpha_1$  (Ferreira, 1991):

- i) traçar o gráfico de excesso de poropressão no tempo, em escala semi-log;
- ii) determinar o trecho de excesso de poropressão, em escala logarítmica, no tempo para a análise dos dados;
- iii) ajustar uma reta pelos pontos do gráfico;
- iv) Determinar o valor de  $\alpha_1$  através da Figura 12, ajustando uma reta a partir dos pontos experimentais;
- v) Determinar  $c_v$  e  $c_h$ .

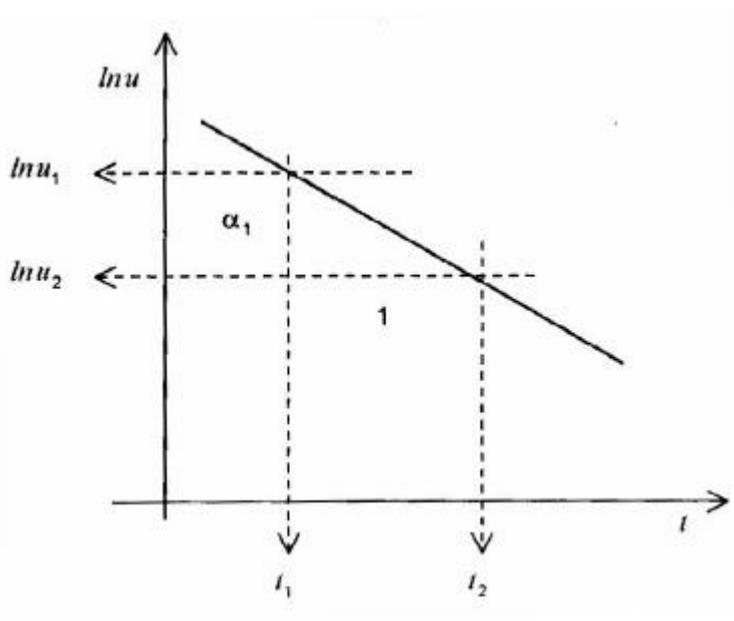


Figura 12 - Método de Orleach (Ferreira, 1991)

## 2.7 Análises de estabilidade

Para a realização das análises de estabilidades de aterros, deve-se tomar decisões quanto ao tipo de análise a ser utilizada, assim como a técnica a ser empregada.

As análises podem ser realizadas em termos de tensões totais ou em termos de tensões efetivas.

A análise em termos de tensões totais ( $\phi = 0$ ) é uma análise mais simples e rápida, que necessita apenas da definição da resistência não drenada ( $S_u$ ). Já para a análise em termos de tensões efetivas, as informações necessárias são os parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$ , além dos excessos de poropressão gerados durante a construção do aterro.

Segundo Almeida (1996), no caso de aterros sobre solos moles, a análise em termos de tensões totais é mais simples, e o ensaio de palheta é o mais utilizado para determinação da resistência não drenada ( $S_u$ ).

Entre os métodos de análise existentes, tanto o método de elementos finitos quanto os de equilíbrio limite apresentam-se competentes, desde que empregados com os parâmetros corretos. Na prática, entretanto, os métodos de equilíbrio limite são amplamente utilizados nos projetos de aterros, por serem simples e rápidos e com boa confiabilidade.

### Métodos de equilíbrio limite

As hipóteses básicas dos métodos de equilíbrio limite são a existência de uma superfície potencial de ruptura bem definida, de uma massa de solo encontra-se em condições de ruptura iminente (equilíbrio limite), de um critério de ruptura (em geral Mohr-Coulomb) satisfeito em toda a superfície de ruptura e de um fator de segurança único ao longo da superfície potencial de ruptura.

A norma DNER-PRO (1998) apresenta os métodos recomendados para realização das análises de aterros sobre solos moles e são resumidos na Tabela 5

Tabela 5- Métodos de equilíbrio limite recomendados para análise de estabilidade (DNER-PRO 1998)

<b>Métodos</b>	<b>Equações de Equilíbrio</b>	<b>Superfície de ruptura</b>
<i>Bishop modificado</i>	<i>Momentos</i>	<i>Circular</i>
<i>Jambu simplificado</i>	<i>Forças horizontais</i>	<i>Circular ou poligonal</i>
<i>Spencer, Sarma, Morgenstern e Price</i>	<i>Momentos e forças horizontais</i>	<i>Circular ou poligonal</i>

A seguir serão apresentadas, resumidamente as principais características de alguns dos métodos, recomendados pela norma (DNER-PRO 1998) para análise de estabilidade.

### **Método de Bishop modificado**

O método de Bishop considera superfície de ruptura circular e o fator de segurança global é calculado satisfazendo as equações de equilíbrio de momentos. O método considera que não ocorrem esforços cisalhantes entre fatias, somente esforços normais.

### **Método de Jambu simplificado**

O método de Jambu avalia o fator de segurança para qualquer tipo de superfície de ruptura, satisfazendo as equações de equilíbrio de forças verticais e horizontais. Entretanto, assim como o método de Bishop, despreza os esforços cisalhantes entre fatias.

### **Método Morgenstern e Price**

O método de Morgenstern e Price atende a todas as condições de equilíbrio (forças e momentos) e realiza análises para superfícies quaisquer (circular e não circular). Os esforços cisalhantes e normais entre fatias mantêm uma relação definida por uma função  $f(x)$ , onde  $x$  indica a posição ao longo da superfície de ruptura. O processo de solução requer a definição do fator de escala  $\lambda$ , cujo valor define a magnitude da inclinação da força resultante entre fatias.

O fator de segurança (FS) da solução é aquele que apresenta, tanto para o equilíbrio de forças quanto para o equilíbrio de momentos, o mesmo valor de  $\lambda$ .

## Método de Spencer

O método de Spencer atende a todas as condições de equilíbrio de forças e de momentos e é aplicável para análises de estabilidade de superfícies quaisquer.

O método de Spencer pode ser considerado como um caso particular do método de Morgenstern e Price, sendo a função  $f(x)$  constante.

### 2.7.1 Reforço de aterros com geossintéticos

Atualmente, existe uma tendência da utilização de geossintéticos como elemento de reforço de aterros sobre solos moles. O reforço atua na estabilidade do aterro e na redução dos deslocamentos laterais.

Em projetos envolvendo materiais geossintéticos, a resistência à tração de projeto ( $T_{projeto}$ ) é determinada pela aplicação de um fator de redução global sobre a resistência de referência ( $T_{ref}$ ) do geossintético.

A resistência de referência é obtida a partir de ensaios de caracterização e considera as características básicas do reforço, desconsiderando a sua interação com o meio ambiente e o tipo de solicitação imposto pela obra.

De acordo com Sieira (2003), no caso de aterro sobre solos moles, o fator de redução global é, em geral, desmembrado em fatores secundários (fatores de redução parciais) e leva em consideração a redução das propriedades do geossintético devido à processos de instalação e degradação química e biológica.

A resistência à tração de projeto, a ser empregada no cálculo do reforço e nas análises de estabilidade dos aterros, deve ser determinada através da seguinte equação (DNER – PRO 381/98):

$$T_{projeto} = \frac{T_{ref}}{f_{dm} \cdot f_{amb}} \quad \text{Equação (29)}$$

onde

$T_{projeto}$  – resistência à tração de projeto;

$T_{ref}$  – resistência de referência indicada nos catálogos de geossintéticos;

$f_{dm}$  – fator de redução devido a danos mecânicos;

$f_{amb}$  – fator de redução devido a degradação ambiental.

A Tabela 6 apresenta os fatores de redução em função do tipo de aplicação.

Tabela 6 - Fatores de Redução em Função do Tipo de Aplicação do Geossintético (Sieira, 2003 )

<i>Aplicação</i>	<i>Solicitação</i>	$f_{dm}$	$f_{amb}$
<i>Aterro sobre solos moles</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 2,0	1,0 – 2,0
<i>Barreira de silte</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 1,5	1,0 – 1,7
<i>Capacidade de carga</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 2,0	1,0 – 2,0
<i>Estruturas de retenção: Reforço</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 2,0	1,0 – 2,0
<i>Forma flexível</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 1,5	1,0 – 1,7
<i>Pavimentos</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 1,5	1,0 – 1,7
<i>Reforço de base</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 2,0	1,0 – 1,8
<i>Separação</i>	<i>Tração</i>	1,1 – 2,5	1,0 – 1,8
<i>Vias férreas</i>	<i>Tração</i>	1,5 – 3,0	1,5 – 2,4

## 2.8

### Casos históricos de aterros sobre solos moles

A seguir serão apresentados alguns casos históricos de aterros construídos sobre solos moles.

#### 2.8.1

##### Aterro experimental sobre argila mole do Rio de Janeiro

Na década de 70, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) iniciou um programa de pesquisas denominado “Construção de Aterros sobre Solos Moles Compressíveis”. Esse programa visou avaliar o comportamento de aterros construídos sobre camadas com baixa capacidade de suporte. A partir da experiência adquirida, pretendia-se desenvolver métodos de previsão, com base em instrumentações de campo, e recomendar procedimentos eficazes para construção de aterros na Baixada Fluminense.

O plano de pesquisas do IPR englobou a construção de 3 aterros instrumentados. O Aterro I foi levado à ruptura em dezembro de 1979, o Aterro II foi construído sobre drenos de areia e o Aterro III foi construído sobre estacas de alívio.

O local escolhido para a implantação dos aterros foi a Baixada Fluminense, em uma área localizada a 7,5 km da rodovia BR-040 (Rio-Petrópolis), próximo ao Rio Sarapuí (Figura 13).

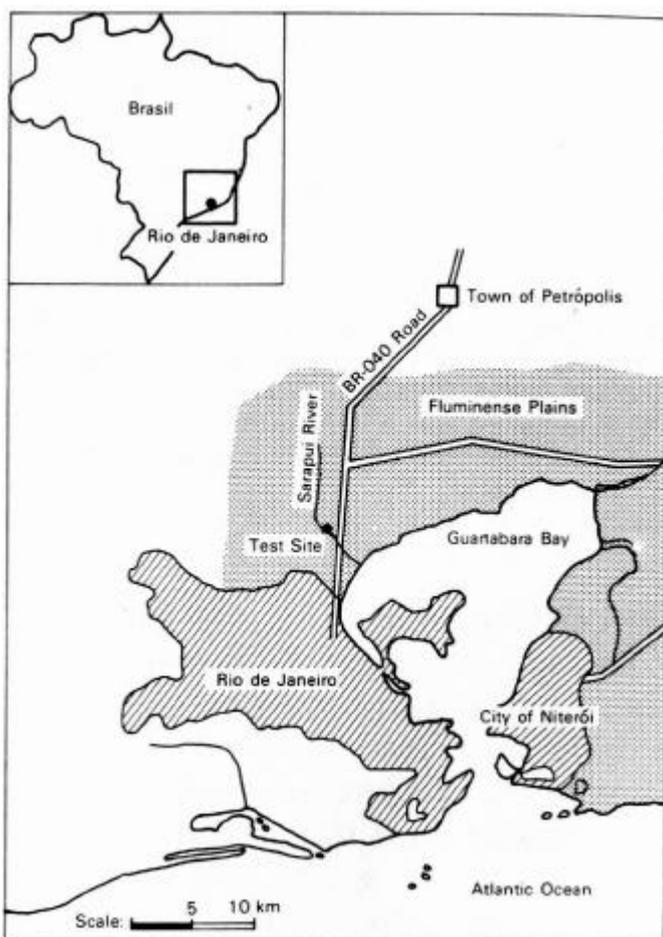


Figura 13 - Localização do aterro de Sarapuí (Ortigão 1983)

A geometria do aterro é apresentada na Figura 14. A ruptura do aterro ocorreu para a inclinação 1V:2H e a altura máxima de 3,1 m. Entretanto algumas fissuras apareceram quando o aterro estava com altura de 2,5 m.

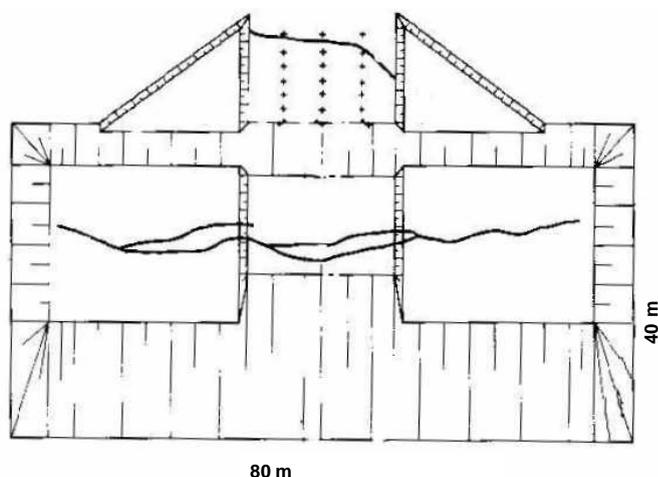


Figura 14 - Geometria do aterro Ortigão (1980)

A identificação do perfil do subsolo, feita com base em sondagens de simples reconhecimento, mostrou uma camada de argila mole de espessura aproximada de 11m sobrejacente a uma camada de areia argilosa.

A campanha de ensaios de laboratório foi composta de caracterização, adensamento convencional, além de triaxiais não drenados e não consolidados (UU), consolidados isotropicamente e não drenados (CIU) e consolidados segundo a trajetória  $K_0$  e não drenados ( $CK_0U$ ). Nestes ensaios houve grande preocupação com a qualidade da amostragem, sendo utilizados amostradores de diferentes diâmetros (50, 63 e 127 mm).

A caracterização do material apresentou valores de umidade acima do limite de liquidez, sendo a faixa de valores de umidade entre 106 % a 172 % e LL entre 86 % a 161 %. Para o limite de plasticidade (LP), os valores ficaram entre 33 % a 73 %.

Ensaio de adensamento apresentaram os seguintes valores médios, para os parâmetros de compressibilidade: índice de compressão ( $C_c$ ) na faixa de 1,65 a 2,43 e índice de recompressão ( $c_{re}$ ) na faixa de 0,25 a 0,58. Estes valores foram confirmados por Sayão (1980), em amostras do mesmo local, tendo sido observados:  $C_c = 1,41$  a  $2,56$  e  $C_r = 0,25$  a  $0,55$ .

Ensaio de palheta, realizados por Collet (1978), na região do Sarapuí, apresentaram a evidência de uma camada de argila pré-adensada, que posteriormente foi estudada em detalhes por Gerscovich (1983). Os valores médios da resistência não drenada ( $S_u$ ) ficaram entre 6 a 14 kPa, com a resistência decrescendo com a profundidade até 2,0 m. A partir desta profundidade os valores médios foram de 6 até 13 kPa, crescendo com a profundidade até 10m.

Ensaio triaxiais não drenados, UU, CIU e  $CK_0U$ , em amostras extraídas a 6,0 m, forneceram valores de resistência não drenada variando entre 5,0 e 9,9 kPa, nos ensaios UU, 3,5 e 12,6 kPa, nos ensaios CIU, e 3,9 e 12,1 kPa, nos ensaios  $CK_0U$ . Ensaio triaxiais UU, realizados por Sayão (1980), indicaram uma faixa de variação ligeiramente maior, com  $S_u = 6,3$  a  $17,6$  kPa.

O projeto de instrumentação do aterro foi dividido por seções. A seção principal contou com 21 piezômetros hidráulicos, 3 placas de recalque e 21 marcos superficiais, 6 tubos de inclinômetros, além de 8 pontos de medição para extensômetro magnético horizontal e 8 pontos de medição para extensômetros de haste.

Nas seções laterais estáveis, foram instaladas 3 placas de recalque superficiais, 4 placas helicoidais profundas e 5 pontos de medição com o extensômetro magnético vertical.

Com base nesta instrumentação, foram registrados deslocamentos verticais da ordem de 400 mm a 500 mm no eixo principal do aterro. Já os deslocamentos horizontais apresentaram uma faixa de 300 mm a 400 mm, no pé do aterro da seção principal.

Análises de estabilidade foram realizadas tanto em termos de tensões totais e de tensões efetivas, pelo método de Bishop simplificado. Nas análises em termos de tensões totais, foram feitas várias hipóteses, baseadas em resultados de campo e laboratório. Os melhores resultados foram obtidos com os valores de  $S_u$ , determinados em ensaios de palheta por Collet (1978).

Nas análises em termos de tensões efetivas, obteve-se valores de fator de segurança muito baixos, menores que 1,0.

## 2.8.2

### Aeroporto Internacional Salgado Filho (Porto Alegre)

O Aeroporto Internacional Salgado Filho (AISF) localiza-se a aproximadamente 7 km do centro de Porto Alegre, no Rio Grande do Sul. As obras de ampliação do aeroporto envolveram novas vias de acesso, novo terminal de passageiros, pistas de taxiamento e pátio de estacionamento de aeronaves e foram inauguradas em outubro de 2001.

Na Figura 15 apresentam-se fotos do período de construção das obras de ampliação do AISF. As informações aqui apresentadas foram extraídas de Schnaid et al (2001) e Nacci e Schnaid (2000).



Figura 15 - Fotos aéreas das obras no Aeroporto Internacional Salgado Filho

O perfil de subsolo apresenta uma camada de argila pré-adensada próxima a superfície, seguida de uma camada de argila orgânica mole cinza escura, com espessuras de 8 a 10 m, sobrejacente à camada de areia.

A ampliação do aeroporto exigiu a execução de aterros e sistemas de drenagem radial.

O perfil esquemático do projeto do aterro está mostrado na Figura 16. Nesta figura estão apresentadas 2 camadas de aterro. A camada de aterro permanente possui espessura variável de 0,5 a 2,0 m, como resultado de irregularidades na topografia do terreno. A camada de aterro temporário possui espessura constante de 2,0 m. A drenagem é feita por colchão drenante de 0,5 m de espessura e drenos verticais de geotêxtil. A Figura 17 mostra o esquema de disposição dos drenos verticais, concentrados na área de estacionamento de aeronaves.

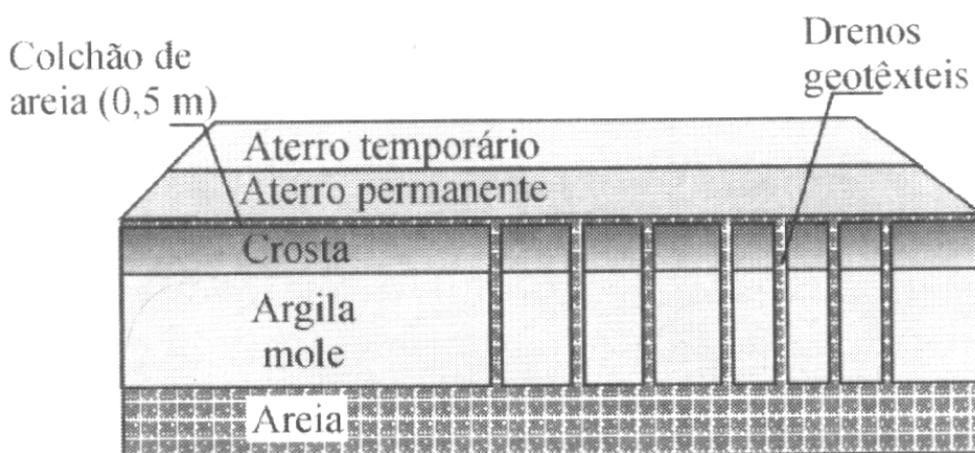
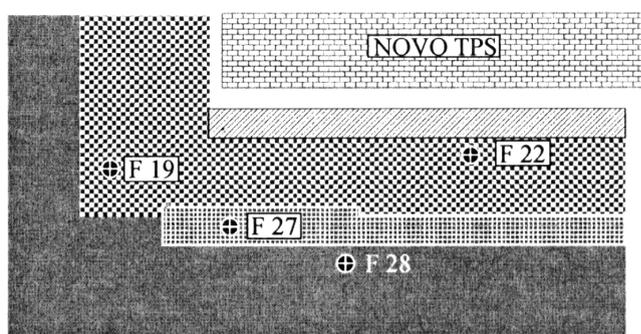


Figura 16 - Perfil esquemático do aterro AISF



Legenda	Área tratada com drenos
Pavimento Flexível	Quadrangular de 3,20 m
Pavimento Rígido	Triangular de 2,26 m
	Quadrangular de 2,50 m

Figura 17 - Distribuição dos drenos no AISF

A campanha de ensaios de campo consistiu na realização de ensaios de piezocone e pressiômetro. No laboratório, foram realizados ensaios de caracterização, adensamento vertical e radial, compressibilidade e triaxiais CIU e UU.

Os parâmetros de compressibilidade apresentaram valores médios na faixa de 0,83 a 1,42, para o índice de compressão ( $C_c$ ), e na faixa de 0,073 a 0,125, para o índice de recompressão ( $c_{re}$ ).

Os valores médios dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal foram obtidos em ensaios de adensamento em corpos de prova moldados paralelamente à superfície do terreno, com drenagem vertical e drenagem radial. Os cálculos dos ensaios forneceram, na vertical,  $c_v$  na faixa de  $1,18 \times 10^{-8}$  a  $140,33 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s, e, na horizontal,  $c_h$  na faixa de  $1,42 \times 10^{-8}$  a  $16,8 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s.

Os valores da resistência não drenada ( $S_u$ ) apresentaram-se na faixa de 10 a 30 kPa, tanto nos ensaios triaxiais quanto nos ensaios de campo (CPTU e pressiômetro)

Ensaio de dissipação foram realizados com piezocone, para estimativa dos coeficientes de adensamento. Os ensaios indicaram valores médios de  $c_v = 15 \times 10^{-8}$  a  $37,5 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s e  $c_h = 18 \times 10^{-8}$  a  $45 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. De acordo com Nacci e Schnaid (2000) os valores de  $c_v$  apresentaram-se dentro da faixa esperada e os valores de  $c_h$  foram muito superiores aos esperados.

Os valores da razão de pré-adensamento (OCR), calculados com base na resistência à penetração medida nos ensaios de piezocone, ficaram restritos à 1,7 a 2,6.

O aterro do AISF foi monitorado durante o período de 20 meses, a partir do fim da construção do aterro. Foram instaladas placas de recalque (4), na interface fundação-aterro, e piezômetros Casagrande (6), nas profundidades de 1/3, 1/2 e 2/3 da camada de argila mole.

As placas de recalque apresentaram um deslocamento vertical acumulado máximo de aproximadamente 50cm, para o período de 20 meses. Os recalques totais previstos pelo método de Asaoka forneceram resultados bastante satisfatórios, com erros inferiores a 10% (Nacci e Schnaid, 2000).

### **2.8.3**

#### **Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) Alegria**

A Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) Alegria localiza-se no Caju, Rio de Janeiro. O aterro foi construído em 1998, em etapa única, sem a

utilização de qualquer tipo de dreno ou reforço, atingindo uma cota final de crista de 2,20 m. As informações aqui apresentadas foram extraídas de Oliveira (1999).

A topografia inicial do terreno apresentou-se muito irregular, variando sua cota em 0,0 e 2,0 m, devido a lançamentos de material de maneira indiscriminada.

O perfil do solo de fundação, estabelecido com base em sondagens de simples reconhecimento (SPT), mostrou-se bastante heterogêneo. A camada de argila mole apresentou uma espessura variável de 2 a 15m.

A campanha de ensaios de campo consistiu na realização de ensaios de palheta e piezocone. Os ensaios de laboratório englobaram caracterização e adensamento.

Os ensaios de caracterização mostraram valores de Limite de Liquidez (LL) entre 90 e 120%, Limite de Plasticidade (LP) entre 20 e 50%, resultando em Índice de Plasticidade (IP) na faixa entre 60 e 95%.

Ensaio oedométricos mostraram razoável dispersão nos valores dos coeficientes de adensamento vertical entre  $1,2 \times 10^{-8}$  a  $50 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. O peso específico médio foi de 14,5 kN/m<sup>3</sup>.

Em outubro de 1996, ensaios de palheta, realizados com o equipamento elétrico da COPPE/UFRJ, em dois furos de sondagens apresentaram resultados distintos. Em um dos furos, observou-se um acréscimo de resistência não drenada com a profundidade, na faixa entre 8 a 23 kPa. Já em outro furo, utilizando o mesmo equipamento, o ensaio apresentou um decréscimo de resistência com a profundidade dentro de uma faixa de valores de 3,0 a 6,5 kPa.

Ensaio de dissipação com piezocone forneceram coeficientes de adensamento horizontal e vertical iguais a  $c_h = 8,2 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s e  $c_v = 3,6 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s, respectivamente.

A instrumentação utilizada no aterro consistiu de 7 inclinômetros (I) e de 14 placas de recalque (PR). A Figura 18 apresenta a localização em planta dos instrumentos.

Os inclinômetros I-1 a I-4 apresentaram deslocamentos expressivos, sendo o maior deslocamento acumulado de 245,9 mm (I-1); os demais não forneceram dados significativos. Análises de distorção também foram realizadas, sendo registrado as máximas distorções, no interior da camada de argila mole, nas verticais I-1, I-3 e I-4.

Análises das velocidades médias dos deslocamentos horizontais indicaram aumento da velocidade em certos períodos, não relacionados à construção do aterro, pois as leituras só foram realizadas após o término da construção.

Os deslocamentos registrados nas placas de recalque mostraram um deslocamento vertical máximo acumulado de 133,4 mm, na placa PR – 05.

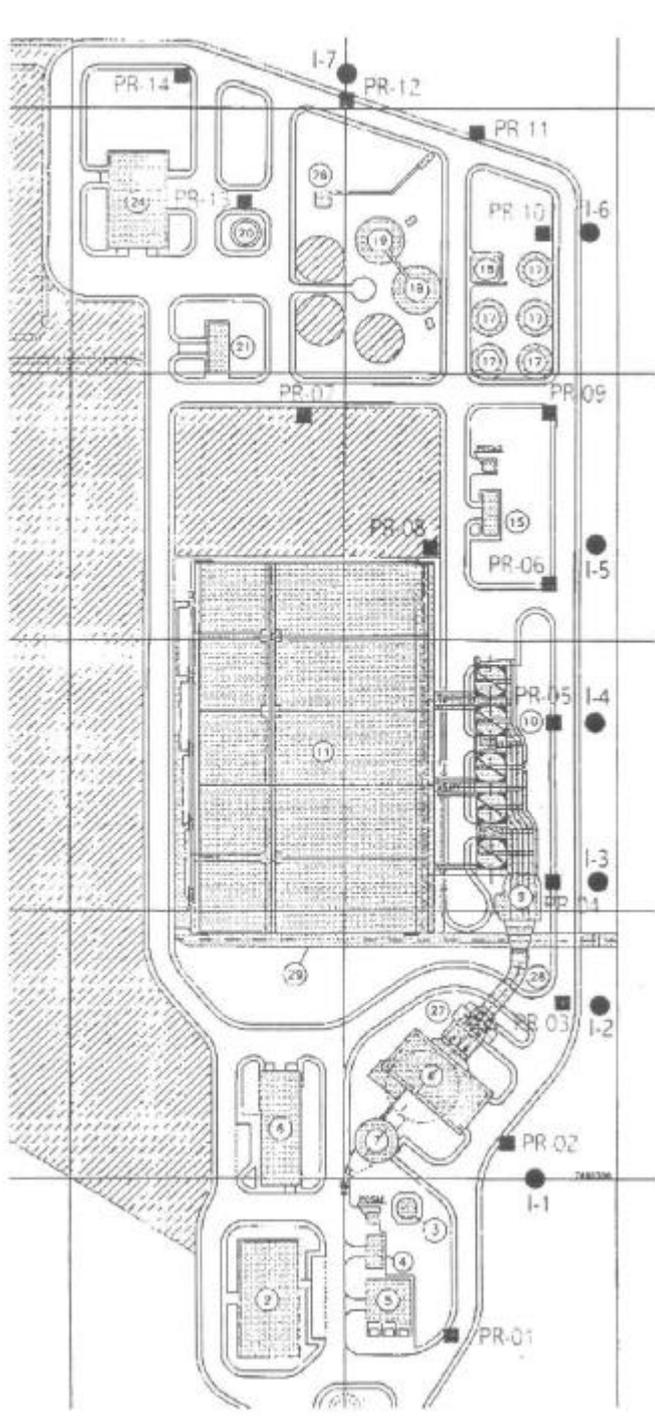


Figura 18 - Vista em planta do aterro da ETE Alegria, Spotti (2000)

#### 2.8.4 Aterro sobre argila mole Senac/Sesc-Barra

O aterro do Senac/Sesc foi executado na baixada de Jacarepaguá, Rio de Janeiro. O aterro ocupa uma área de aproximadamente 93.000 m<sup>2</sup> (Figura 19) e foi construído para implantação da sede administrativa nacional do Senac. As informações aqui apresentadas foram extraídas de Spotti (2000).

A construção do aterro foi realizada em 2 etapas (Figura 20). A primeira etapa consistiu na construção de colchão drenante, com espessura média de 60cm (30cm de areia subjacente a uma camada de 30cm de brita 0), seguida da colocação da manta de geotêxtil. Em seguida, o aterro composto de silte arenoso ( $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ) foi lançado com alturas variando de 2 a 3 m.

Os critérios usuais de compactação foram adotados na construção do aterro (grau de compactação de 95% do Proctor Normal e umidade compreendida entre  $\pm 2\%$  da ótima), tendo sido registrado, em média, um valor máximo de peso específico aparente seco igual a 17,7 kN/m<sup>3</sup>.



Figura 19 - Foto aérea do aterro Sesc/Senac, na baixada de Jacarepaguá, RJ, Spotti (2000)

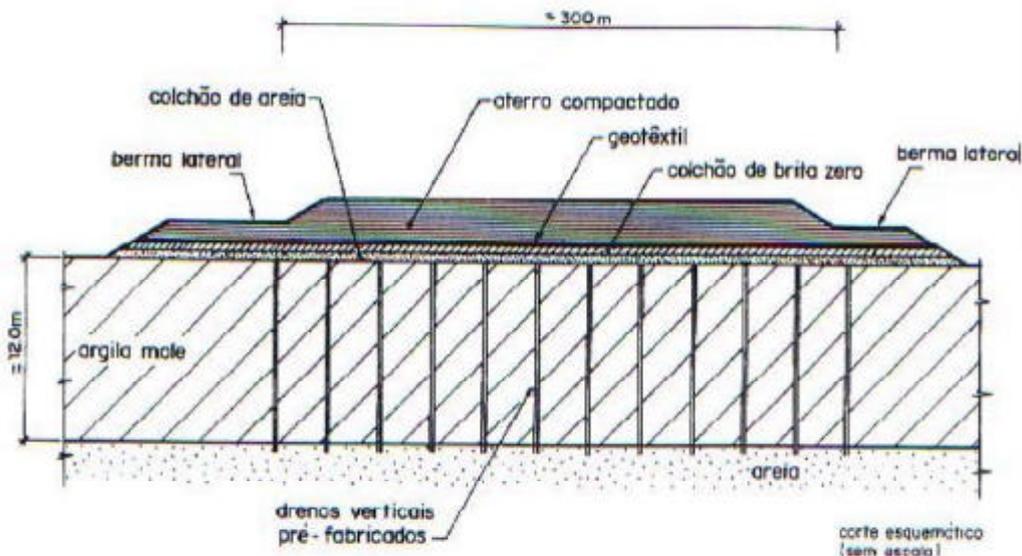


Figura 20 - Esquema da seção transversal do aterro, Spotti (2000)

Após o término da construção do colchão drenante, teve início a instalação dos geodrenos, seguindo uma malha triangular com distância entre drenos de 1,7 m.

Drenos horizontais também foram instalados em valas escavadas no terreno, com objetivo de melhorar o escoamento das águas superficiais. Estes drenos são compostos de tubos de PVC de 100 mm de diâmetro, furados, revestidos de uma manta geotêxtil não tecido.

Um amplo programa de investigação geotécnica foi realizado no local, envolvendo investigações de campo (palheta e piezocone) e de laboratório.

O perfil típico do subsolo consiste de uma camada superficial de turfa, com espessura variando entre 2 a 3 m, sobrejacente a uma camada de argila orgânica muito mole cinza, de origem fluvio-marinha com fragmentos de conchas. A espessura da camada de argila mole varia entre 2 a 12m. Abaixo desta camada, ocorre um solo arenoso compactado de origem aluvionar, sobrejacente ao solo residual.

Ensaio de palheta foram executados antes (1995) e após a execução do aterro, na fase final de adensamento da argila (1997).

Os resultados de resistência não drenada ( $S_u$ ), obtidos na primeira campanha (1995), forneceram diferentes resultados, dependendo do tipo do equipamento utilizado (mecânico e elétrico). Os resultados com equipamento mecânico (Geotécnica) indicaram um perfil crescente com a profundidade, sendo observado  $S_u = 8$  kPa na região superficial, e  $S_u = 30$  kPa, a 10 m de profundidade. No caso do equipamento elétrico, a faixa de variação da

resistência não drenada foi da ordem de 4 a 18 kPa, não havendo tendência de linearidade com a profundidade. Para ambos os equipamentos, ensaios com o material amolgado indicaram uma sensibilidade ( $S_t$ ) da ordem de 4.

Na fase final de adensamento da argila (1997), o perfil de resistência não drenada, obtido com equipamento elétrico, indicou uma faixa de variação de 10 a 24 kPa. Ensaios em solo amolgado indicaram um perfil de  $S_u$  praticamente idêntico ao registrado antes da construção do aterro (1995). Com isto, o ganho de resistência não drenada acarretou um aumento de  $S_t$ , atingindo valores entre 6 e 10.

Foram também realizados 10 ensaios especiais SPT-Su. Nestes ensaios, a resistência não drenada foi estimada a partir da penetração de um tubo de ponta fechada, de dimensões semelhantes ao amostrador padrão SPT, e de correlações empíricas, estabelecidas em função da quantidade de tubo utilizada (Lopes, 1995 apud Spotti, 2000). Os ensaios forneceram valores de  $S_u$  na mesma faixa dos encontrados com o equipamento elétrico, para condição de solo amolgado.

Ensaios de piezocone (4 ensaios) indicaram a presença de 3 camadas de argila mole, com comportamentos distintos, e uma lente de areia a 6 m de profundidade. Ensaios de dissipação, realizados com o piezocone, permitiram a estimativa dos coeficientes de adensamento horizontal, tendo sido observados na maioria dos ensaios, valores numa faixa de  $2,4 \times 10^{-8}$  a  $20,9 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s.

Ensaios de adensamento convencional e com velocidade controlada (CRS) indicaram uma razão de pré-adensamento (OCR) decrescente com a profundidade, até 4,0 m de profundidade. Para profundidades mais elevadas, OCR é aproximadamente constante e igual a 1,5. As compressibilidades apresentam-se constantes com a profundidade, sendo a razão  $C_c / (1 + e_0) = 0,52$  e a relação  $C_s / C_c = 0,10$ .

Os coeficientes de adensamento vertical forneceram valores na faixa entre  $0,5 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s e  $17 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s. Coelho (1997) estimou que a relação entre  $c_h / c_v$  varia entre 1,0 e 3,6 em amostras extraídas a 9,0 m de profundidade.

Ensaios triaxiais UU e CIU, realizados pela empresa Geotécnica, apresentaram valores de 10 a 20 kPa para a resistência não drenada, abaixo dos encontrados nos ensaios de palheta.

A instrumentação consistiu da instalação de placas de recalque (20), verticais de extensômetros magnéticos (2), referências de nível profundas (2), medidores de nível d'água (6), piezômetros elétricos (6) e tipo Casagrande (17).

As placas de recalque foram assentadas sobre a camada granular. Os resultados dos deslocamentos verticais máximos apresentados foram de 2,11 m para leituras até 990 dias e de 2,34m para leituras até 1453 dias.

Os medidores de nível d'água foram instalados a 2,0 m de profundidade na argila mole e apresentaram uma faixa de valores de variação do nível d'água de 0,45m a 0,75 m.

Os piezômetros Casagrande foram instalados no colchão drenante, na argila mole e em solo residual. De acordo com Spotti (2000), os piezômetros instalados na camada de solo residual apresentaram uma boa dissipação de poropressão durante as fases de construção e após, sendo esta uma competente face drenante. Assim como para os piezômetros instalados no colchão drenante, que apresentaram dissipação rápida dos excessos de poropressão, gerados durante o carregamento, confirmando a competência desta camada drenante. Já os instalados na camada de argila mole apresentaram geração de excesso de poropressões na faixa de 15 kPa até 55 kPa, durante e após o carregamento.

Os piezômetros elétricos foram instalados na argila mole e apresentaram valores de excesso de poropressão gerados durante o carregamento de 5 kPa a 40 kPa.