

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO  
CENTRO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA  
LABORATÓRIO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO DE UM ATERRO SOBRE SOLO MOLE

ALUNO(A): Priscila de Almeida Cardoso  
ORIENTADORES: Fernando Saboya (Orientador)  
CO-ORIENTADOR: Sérgio Tibana (Co-Orientador)

Banca:

Prof. Fernando Saboya (Orientador)

Prof. Sérgio Tibana (Co-Orientador / Examinador)

Prof. Paulo César de Almeida Maia (Examinador)

Prof. Aldo Durand Farfán (Examinador)

Fevereiro de 2004

### *Dedicatória*

Aos meus pais; Nelson e Jeane Cardoso pela completa formação educacional, incentivo e apoio que recebi e por apostarem no meu potencial e a minha irmã Patrícia pela amizade e companheirismo.

Ao meu noivo Raymundo Santiago pela inestimável presença, carinho e paciência nos momentos de alegria e aflição.

Aos meus avós; Nilson e Lila Cardoso (in memória) e Nicéia Almeida pela incansável transmissão de sabedoria ao longo dos anos.

## *Agradecimentos*

A Deus por me conceder saúde e sabedoria durante toda a caminhada da minha vida.

Aos professores Dr. Fernando Saboya Jr. e Dr. Sérgio Tibana pela orientação, paciência e dedicação permitindo a realização deste trabalho e pelo incentivo profissional.

A todos que de alguma forma contribuíram direta ou indiretamente na realização deste trabalho.

## Resumo

Este projeto tem como objetivo apresentar uma alternativa de solução para os problemas de instabilidade da fundação em solo mole ocorridos na Linha Verde, que liga a região norte à região sul de Macaé. Os estudos foram realizados com base nos resultados dos ensaios *in situ* (CPTU) executados nos locais em que a instabilidade se apresentou com maior gravidade. Com os resultados (2 ensaios de CPTU) das investigações geotécnicas foi calculado um perfil de resistência não drenada (Su). Adotou-se a resistência (Su) mínima e máxima para a análise de estabilidade realizada com o programa Slope-W da GEO-SLOPE. Na análise de estabilidade da fundação do aterro foi considerada como sobrecarga duas seções típicas. A primeira seção típica do pavimento adotada tem forma trapezoidal, e foi definida conforme o manual do DNER, classificado como rodovia de classe III. A outra seção típica considerada possui bermas de equilíbrio. O peso específico adotado para o aterro foi de  $18\text{kN/m}^3$ . O coeficiente de segurança escolhido como padrão, na análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado foi de 1,5, onde variou-se a dimensão L da seção típica com bermas e da seção típica trapezoidal. Através destas análises escolheu-se a seção que forneceu o menor volume de aterro. Concluí-se no trabalho que do ponto de vista de estabilidade o solo tem capacidade suporte para suportar a carga transmitida pelo aterro.

Palavras-chave: Solo mole, Resistência não drenada, Bishop simplificado, CPTU, ensaios *in situ*, aterro.

## *Índice*

### ***Introdução***

|                           |   |
|---------------------------|---|
| Métodos Construtivos..... | 1 |
|---------------------------|---|

### ***Ensaio in-situ aplicados aos estudos de solo mole***

|                                |   |
|--------------------------------|---|
| Investigação Geotécnica.....   | 3 |
| Ensaio de palheta in situ..... | 5 |
| Ensaio de SPT.....             | 6 |
| Ensaio de Piezocone.....       | 7 |

### **Dimensionamento do Aterro**

|   |    |
|---|----|
| Descrição do projeto.....                     | 9  |
| Propriedades da Fundação.....                 | 11 |
| Sobrecarga (Aterro / Secção transversal)..... | 11 |

### **Análise de Estabilidade**

|                              |    |
|------------------------------|----|
| Considerações Iniciais.....  | 13 |
| Análise de estabilidade..... | 13 |

|                               |    |
|-------------------------------|----|
| <b><i>Conclusão</i></b> ..... | 17 |
|-------------------------------|----|

|  |    |
|--|----|
| <b><i>Referência Bibliográfica</i></b> ..... | 17 |
|--|----|

## ***Listas de Figuras e Tabelas***

### ***Introdução***

Tabela 1. Principais Características dos métodos para controle de recalques (adaptado de Magnan, 1994)

### ***Ensaio in-situ aplicados aos estudos de solo mole***

Tabela 2. Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles

Tabela 3. Aplicabilidade de ensaios de campo em obras sobre solos moles (Jamiolkowski e outros 1985)

Figura 1- Equipamento de palheta elétrica desenvolvido na COPPE

Figura 2- Ilustração da geometria típica de um cone (a) Lunne e outros (1997) e (b) Ortigão (1995)

Figura 3- Sistema de Cravação do cone (a) ilustração de reboque da COPPE/Rj (Danzinger, 1998) e (b) operação do reboque da UFRGS

### ***Dimensionamento do Aterro***

Figura 4a- Secção típica Trapezoidal

Figura 4b- Secção típica com Bermas

### ***Análise de Estabilidade***

Figura 5a- Apresentação da secção trapezoidal utilizada para análise de estabilidade

Figura 5b- Apresentação da secção com bermas utilizada para análise de estabilidade

Figura 6a- Gráfico: L (m) x Coeficiente de Segurança

Figura 6b- Gráfico: Volume (m<sup>3</sup>) x Coeficiente de Segurança

Figura 7a- Superfície potencial de ruptura da seção típica Trapezoidal

Figura 7b- Superfície potencial de ruptura da seção típica com Bermas

### ***Anexo***

Tabela 1- Parâmetros medidos no CPTU (Furo 1)

Tabela 2- Parâmetros medidos no CPTU (Furo 2)

Tabela 3- Resultado da análise de estabilidade com a variação da dimensão L (volume e coeficiente de segurança)

Grafico1-  $U$  (KPa) x Profundidade (m)

Gráfico2-  $S_u$  (KPa) x Profundidade (m)

Gráfico3-  $Q_c$  (MPa) x Profundidade (m)

Grafico4-  $U$  (KPa),  $U_0$  (KPa) x Profundidade (m)

Grafico5-  $R_f$  x Profundidade (m)

Grafico6-  $q_t$  (Mpa) x Profundidade (m)

Grafico7-  $F_s$  (Mpa) x Profundidade (m)

Grafico8-  $\sigma_{v0}$  (KPa) x Profundidade (m)

Grafico9-  $\sigma'_{v0}$  (KPa) x Profundidade (m)

Grafico10-  $S_u / \sigma'_{v0}$  x Profundidade (m)

### *Abreviaturas, Siglas, Símbolos e Sinais*

SPT- Standard Penetration Test

$N_{SPT}$  - o número de golpes

Su- resistência não drenada

CPT- Cone Penetration Test

CPTU- Piezocone Penetration Test

$q_c$ - resistência de ponta

$q_t$ - resistência real mobilizada no ensaio

$f_s$ - atrito lateral

$N_{kt}$ - fator de capacidade do cone (com base em  $q_t$ )

$u$ - pressões neutra

$\gamma$ - peso específico

$\phi$ - ângulo de atrito

C- coesão

OCR- razão de sobre-adensamento

G- módulo cisalhante

$E_u$ - módulo de Young não drenado

$m_v$ - coeficiente de variação volumétrica

k- condutividade hidráulica

curva  $\sigma$ - $\varepsilon$ -curva tensão x deformação



## 1. Introdução

Aterros sobre solos moles, apesar de extensivamente estudados na mecânica dos solos tradicional, ainda causam surpresa aos projetistas, tanto no que diz respeito a rupturas como recalques inesperados. Novas técnicas de ensaios, para determinação de parâmetros de projeto mais confiáveis, e alternativas de obras, foram introduzidas nos últimos anos visando diminuir os problemas e, conseqüentemente, prejuízos financeiros.

Recentemente foram introduzidas novas técnicas construtivas visando principalmente a melhoria da estabilidade do aterro e diminuição do recalque durante a vida útil da obra. Cita-se a aplicação de geossintéticos no contato aterro-fundação e da instalação de sistemas de drenagem com pré-carga para a consolidação da fundação. A solução de construção sobre solo mole assim como todos os projetos de engenharia passam também por aspectos econômicos da obra.

Entre as técnicas de ensaio *in situ* nesses tipos de solo pode-se citar o piezocone que permite excelente definição das diferentes camadas de solo, a estimativa do coeficiente de adensamento dos mesmos, definição do perfil de resistência e, por correlações os parâmetros de resistência a serem utilizados no projeto.

Aterros sobre solos moles são construídos com vários objetivos, pode-se citar como exemplo os aterros rodoviários, ferroviários e de barragens de terra, entre outros. Estes tipos de obras, apesar de extensivamente estudadas, requerem dos projetistas e construtores muita atenção e cuidado para não tornar o empreendimento demasiadamente caro. Não só a concepção final da obra mas também as etapas construtivas devem ser cuidadosamente verificadas e planejadas.

Ao planejar a construção de um aterro sobre solo mole algumas alternativas de projeto devem ser levadas em consideração para a análise de viabilidade técnica e econômica. A primeira delas consiste em evitar o problema, removendo a camada mole, alternativa esta utilizada quando a camada é de espessura relativamente pequena, em geral até cerca de 4m (Almeida, M.S.,1996). Não sendo esta alternativa viável, constrói-se o aterro sobre a camada mole. Esta construção pode ser executada uma única etapa, caso o fator de segurança quanto à ruptura seja aceitável, ou em várias etapas, caso seja

desejável permitir o contínuo ganho de resistência da camada de argila mole durante cada etapa.

O aterro pode ser construído em seção trapezoidal simples ou com bermas laterais para aumentar a estabilidade. Geotêxteis na interface aterro-fundação são também utilizados para aumentar melhorar as condições de estabilidade contra a ruptura.

Outra verificação que deve ser feita é quanto a deformação da camada de solo de fundação. As técnicas utilizadas para aceleração, conseqüentemente, diminuição de recalques de aterros devido ao solo de fundação são apresentadas na Tabela 1. Dentre estas técnicas uma das mais utilizada é a de drenos verticais na camada de argila com aplicação de uma pré-carga. O objetivo da pré-carga é de diminuir o índice de vazios  $e$ , conseqüentemente, diminuir os efeitos de recalque diferencial durante a vida útil do empreendimento. Em alguns casos parte da pré-carga é retirada para fazer com que durante a vida útil do empreendimento o solo esteja trabalhando como um solo pré-adensado.

Aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles são cada vez mais utilizados na engenharia. São várias as possibilidades de utilização e finalidade desses materiais. Pode-se citar como exemplos a drenagem, reforço “estrutural” do solo, separação entre outros.

A tarefa do engenheiro geotécnico não se finaliza na fase de projeto da obra, ao contrário, continua ativamente durante e após a construção através da interpretação adequada dos dados de instrumentação visando estabelecer se os cálculos e hipóteses de projeto se verificam na realidade.

Neste contexto, este projeto tem como objetivo verificar a estabilidade de um aterro de pavimento de uma rodovia de Classe III, com base nos parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios de CPTU realizados na área em que se verificou a incidência de rupturas mais evidentes.

Tabela 1. Principais Características dos métodos para controle de recalques (adaptado de Magnan, 1994)

| Método                               | Dados Necessários  | Desvantagens  | Confiabilidade                              | Comentários                 |
|--------------------------------------|--|---|---|-----------------------------|
| Pré-carregamento                     | Compressibilidade, Permeabilidade                              | Tempo necessário                                    | Baixa – se recalques desejados são pequenos | Lento e baixo custo         |
| Pré-carregamento c/ drenos verticais | Compressibilidade, permeabilidade vertical e horizontal        | Menor tempo necessário que pré-carregamento simples | Mais confiável                              | Rápido e relativamente caro |
| Substituição da argila               | Espessura da camada  | Local para disposição do solo extraído              | Boa em casos de total substituição          | Rápido e alto custo         |
| Colunas granulares                   | Resistência do solo e módulos                                  | Equipamento, testes de campo preliminares           | Boa após análise dos testes de campo        | Rápido e alto custo         |
| Lajes estaqueadas                    | Resistência do solo  | -   | Boa   | Alto custo                  |
| Eletro-osmose                        | Propriedades físico-químicas, permeabilidade compressibilidade | Destruição de eletrodos, eletricidade necessária    | Incerta                                     | Alto custo                  |
| Aterros com materiais leves          | Compressibilidade, permeabilidade                              | Proteção do material leve                           | Baixa se recalques desejados são pequenos   | Alto custo                  |
| Aterros estaqueados                  | Resistência do solo e módulos                                  | -   | Boa   | Rápido e alto custo         |
| Colunas de argamassa injetadas       | Resistência do solo e módulos                                  | -   | Boa   | Rápido e alto custo         |

## 2. Ensaios *in-situ* aplicados aos estudos de solo mole

A primeira etapa de uma investigação geotécnica consiste no estudo geológico da área através de mapeamento cartográfico, visita ao local e elaboração da descrição geológica do mesmo. Os estudos geológicos relativos a aterros sobre solos moles são descritos por Antunes (1990). A primeira investigação geotécnica propriamente dita realizada no caso de aterros sobre solos moles é, a exemplo da maioria das obras civis, a sondagem à percussão SPT, com o objetivo de classificação preliminar das camadas a serem atravessadas. As fases seguintes, planejadas a partir do ensaio SPT, podem incluir:

→ *ensaios de palheta in situ*, com o objetivo de determinação da resistência não drenada  $S_u$  do solo;

→ *ensaios de piezocone ou dilatômetro*, com o objetivo de melhor definição das camadas atravessadas, além de estimativa prévia da história de tensões e dos parâmetros de resistência, de adensamento e de compressibilidade;

→ *campanha de retirada de amostras indeformadas* utilizando amostrador de parede com pistão estacionário no intuito de realizar ensaios de laboratório para a determinação de parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo.

As investigações efetuadas para o projeto corrente de aterros rodoviários sobre solos moles são de dois tipos: de campo, descritas sumariamente em Lopes e Bogossian (1990), e de laboratório, descritas sumariamente em Almeida (1990). Ensaios de campo e de laboratório são procedimentos complementares com vantagens e desvantagens de ambas as partes, conforme a tabela 2.

Tabela 2. Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles

| Tipo de ensaio | Vantagens   | Desvantagens  |
|----------------|---|---|
| Laboratório    | <ul style="list-style-type: none"> <li>- condições de contorno bem definidas</li> <li>- condições de drenagem controladas</li> <li>- trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio</li> <li>- natureza do solo identificável</li> </ul>                    | <ul style="list-style-type: none"> <li>- amolgamento em solos argilosos</li> <li>- pouca representatividade do volume ensaiado</li> <li>- em condições análogas é, em geral, mais caro que ensaio de campo</li> </ul>   |
| Campo          | <ul style="list-style-type: none"> <li>- solo ensaiado em seu ambiente natural</li> <li>- medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone)</li> <li>- ensaiado maior volume de solo</li> <li>- geralmente mais rápido que ensaio de laboratório</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>- condições de contorno mal definidas (exceção: pressiômetro auto-cravante)</li> <li>- condições de drenagem desconhecidas</li> <li>- grau de amolgamento desconhecido</li> <li>- modos de deformação e ruptura diferentes da obra</li> <li>- natureza do solo não-identificada (exceção SPT)</li> </ul> |

Dentro da ótica de novas técnicas em uso no Brasil, discutem-se a seguir os ensaios de campo de palheta, piezocone e dilatômetro, assim como os ensaios de laboratório de adensamento contínuos. Entretanto, outros tipos de ensaios podem ser realizados. Os ensaios de campo se desenvolveram bastante nos últimos anos.

Na Tabela 3 apresenta-se a aplicabilidade de alguns ensaios de campo a obras de aterros sobre solos moles. Conforme se observa da tabela os ensaios que têm maior aplicabilidade em aterros sobre solos moles são os de piezocone e de pressiômetro autocravante. O primeiro já é relativamente difundido no Brasil, mas o segundo só agora começa a ser utilizado (Pinto, 1994).

Tabela 3. Aplicabilidade de ensaios de campo em obras sobre solos moles (Jamiolkowski e outros 1985)

| Ensaio                           | Solo | Perfil | S <sub>u</sub> | U | OCR | G, E <sub>u</sub> | m <sub>v</sub> , C <sub>c</sub> | c <sub>v</sub> , c <sub>h</sub> | k | Curva<br>σ-ε |
|----------------------------------|------|--------|----------------|---|-----|-------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|--------------|
| CPT                              | B    | A      | B              | - | C   | B                 | C                               | -                               | - | -            |
| piezocone                        | A    | A      | B              | A | A   | B                 | B                               | A                               | B | B            |
| dilatômetro                      | B    | B      | B              | - | B   | B                 | C                               | -                               | - | C            |
| palheta                          | B    | C      | A              | - | -   | -                 | -                               | -                               | - | -            |
| SPT                              | B    | B      | C              | - | -   | -                 | C                               | -                               | - | -            |
| Permeabilidade<br><i>in situ</i> | C    | -      | -              | A | -   | -                 | -                               | B                               | A |              |
| Fratura<br>hidráulica            | -    | -      | -              | B | B   | -                 | -                               | C                               | C | -            |
| Pressiômetro<br>auto cravante    | B    | B      | A              | A | A   | A                 | A                               | A                               | B | A            |

\* A,B e C denotam respectivamente alta, moderada e limitada aplicabilidade

### 2.1. Ensaio de palheta *in situ*

O ensaio de palheta é o mais utilizado para a determinação da resistência não-drenada S<sub>u</sub> do solo mole, consistindo na rotação constante de 60 rotações por minuto de uma palheta cruciforme em profundidades pré-definidas. A medida do torque T *versus* rotação permite a determinação dos valores de S<sub>u</sub> do solo natural e amolgado. Para as hipóteses usuais de condição não-drenada, solo isotrópico, S<sub>u</sub> constante no entorno da palheta, e razão altura H *versus* diâmetro D da palheta igual a 2, a equação utilizada para o cálculo de S<sub>u</sub> é:

$$S_u = 0,86T/\pi D^3$$

Wroth (1984) mostrou resultados experimentais indicando que a hipótese de Su constante no topo e na base da palheta não se verifica. Como consequência, a equação proporciona, em teoria, resultados conservativos da ordem de 9%.

Vários cuidados devem ser tomados na realização desse ensaio normalizado pela ABNT. Cita-se por exemplo a necessária padronização do tempo de espera entre cravação e rotação da palheta, fixado em 1 minuto pela referida norma.

A medição do torque se dá em geral através de dispositivo mecânico (Ortigão e Collet, 1987) instalado na superfície do terreno. Assim, recomendam-se cuidados para que não sejam incorporadas ao torque medidas indevidas, como atritos internos no equipamento e no contato haste-solo.

A COPPE desenvolveu um equipamento de palheta elétrico dotado de uma célula de torque próxima à palheta, conforme mostrado esquematicamente na Figura 1. A vantagem desta concepção de projeto é a certeza de que se mede apenas o torque devido ao cisalhamento do solo.

## ***2.2. Ensaio SPT (Standart Penetration Test)***

O SPT é a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo, permitindo uma indicação da densidade de solos granulares, também aplicado à identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas.

O ensaio de SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0 kgf, caindo de uma altura de 750mm. O valor do  $N_{SPT}$  é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm.

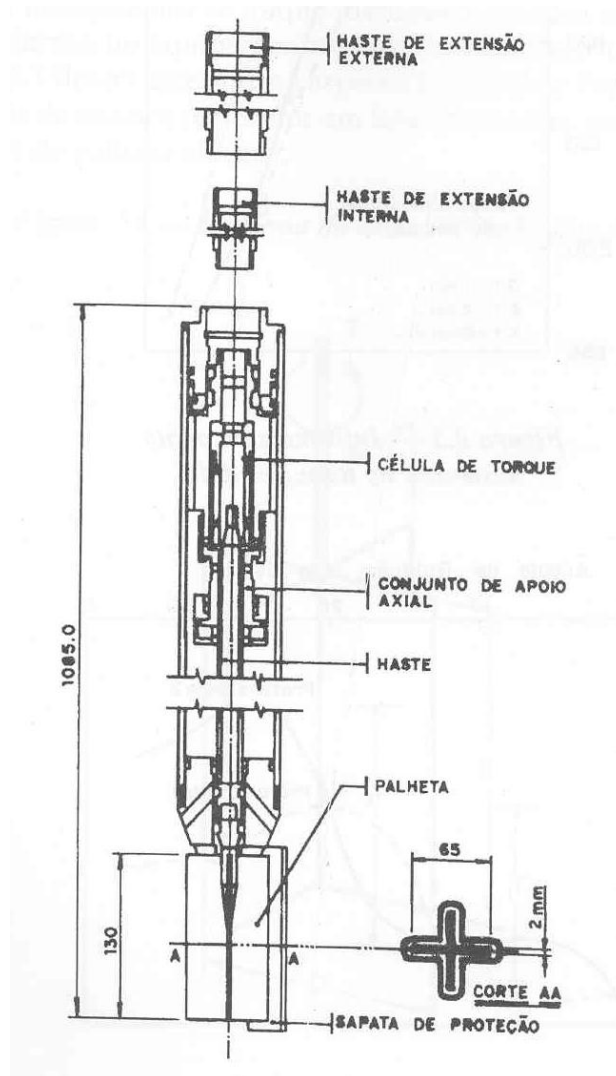


Figura1- Equipamento de palheta elétrica desenvolvido na COPPE

### 2.3. Ensaio de Piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone vem se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e previsão da capacidade de carga de fundações.

O ensaio é bastante simples, constituindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone

é normalmente de  $10\text{cm}^2$ , podendo atingir  $15\text{cm}^2$  para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. Os procedimentos de ensaio são padronizados mas existe diferença entre equipamentos que podem ser classificados em três categorias:

- a) cone mecânico: caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica  $q_c$  e o atrito lateral  $f_s$ ;
- b) cone elétrico: as células de carga são instrumentadas eletricamente e permitem a medida de  $q_c$  e  $f_s$  diretamente na ponteira;
- c) piezocone: além das medidas elétricas de  $q_c$  e  $f_s$ , permite a contínua monitoração das pressões neutras  $u$  geradas durante o processo de cravação.

Sistemas automáticos de aquisição de dados são usualmente empregados em ensaios de cone. Programas computacionais simples permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, através da interação entre um conversor analógico/digital (“datalogger”) e um computador.

Os principais atrativos do ensaio são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundação, e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio ( $q_c$ ,  $f_s$  e  $u$ ).

O piezocone demonstrado na Figura 2 permite visualizar o elemento poroso e o conjunto de células de carga referentes à ponta cônica, luva de atrito e transdutor de pressão.

Um aspecto importante do piezocone é a falta de localização do elemento filtrante para registro das poro-pressões durante a cravação. A escolha de uma posição em particular- ponta ( $u_1$ ), base ( $u_2$ ) do cone, dependerá da aplicação dada as poro-pressões registradas no ensaio. Sabe-se porém que as medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo efeito de poro-pressões atuantes em áreas desiguais de geometria do cone, necessitando-se conhecer as poro-pressões neutras medidas na base do cone,  $u_2$ , para calcular a resistência real mobilizada no ensaio,  $q_t$  (Campanella e outros, 1982; Jamiolkowski e outros, 1985).

$$q_t = q_c + (1-a) \times u_2$$



sendo  $a = 0,674$  (coeficiente determinado através da calibração do aparelho).

As grandezas medidas no CPT, são a resistência de ponta  $q_c$  e o atrito lateral  $f_s$ , sendo a razão de atrito  $R_f = f_s/q_c$  o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para a classificação dos solos.

O ensaio de cone mede a resistência à penetração no terreno e os resultados podem ser usados na estimativa da resistência ao cisalhamento do solo. A resistência é determinada através da equação:

$$S_u = \left( \frac{Q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \right)$$

sendo  $N_{kt} = 14$  (obtido em um programa de investigação geotécnica).

### ***3. Dimensionamento do Aterro***

#### ***3.1 Descrição do projeto***

Inúmeros são os exemplos de instabilidade de fundação nas obras de rodovias que cortam solos orgânicos. Pode-se citar ao longo da BR101 a localidade de Quissamã, Macaé, a Lagoa Rodrigo de Freitas na cidade do Rio, entre outros.

Em Macaé, a linha verde, construída há aproximadamente 3 anos, já apresenta alguns pontos de instabilidade do pavimento devido, principalmente, a péssima qualidade do solo encontrada na área. O prejuízo é grande devido à extensão da obra. Deve-se mencionar que os problemas de fundação foram agravados pela escavação de um canal ao lado da estrada.

Descreve-se nos itens que se seguem as considerações adotadas para verificar a estabilidade da fundação de um aterro rodoviário. Considera-se resultados de ensaios CPTU para determinação dos parâmetros de resistência.

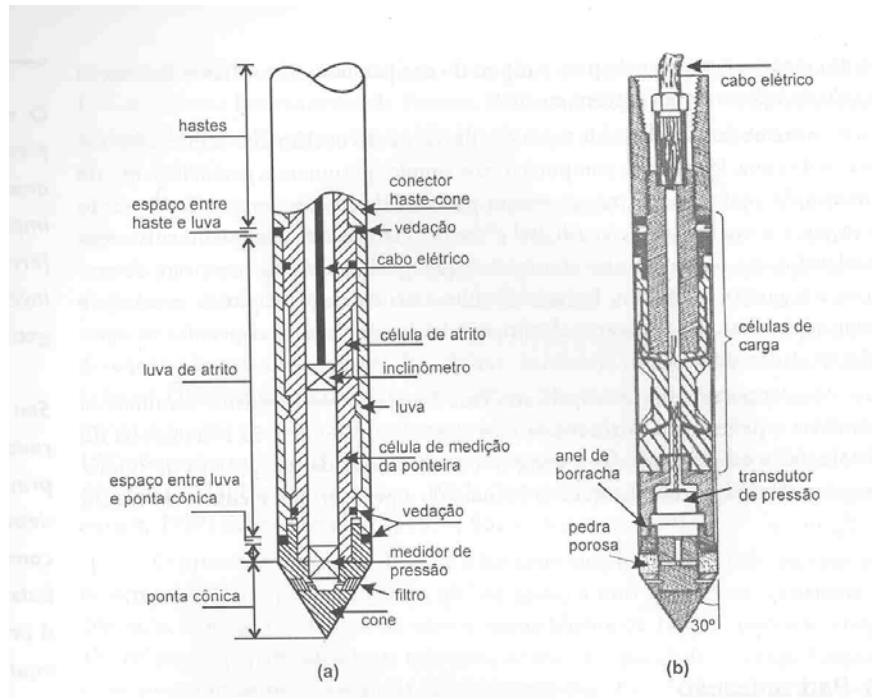


Figura2- Ilustração da geometria típica de um cone (a) Lunne e outros (1997) e (b) Ortigão (1995)



Figura3- Sistema de Cravação do cone, operação do reboque da In Situ

### **3.2 Propriedades da Fundação**

Considerou-se, neste estudo, resultados de ensaios de CPTU para determinação dos parâmetros de resistência que serão utilizados na verificação de estabilidade de um pavimento típico. Os ensaios foram executados seguindo procedimentos usuais com velocidade de penetração de 2 cm/s. O nível d'água medido estava próximo à superfície, fato que facilitou a execução dos ensaios.

Tendo em vista o CPTU fornecer os resultados continuamente, pode-se obter um perfil de resistência lateral, de ponta e desenvolvimento de poro-pressão durante a cravação. Com esses resultados foram calculados os parâmetros de projeto. Os resultados dos ensaios com suas respectivas análises são apresentados em anexo.

Concluindo, o material da fundação constitui-se de argila mole (orgânica) com as seguintes características:

- ➔ Peso específico estimado de argila saturada ( $\gamma$ )= 18KN/m<sup>3</sup>
- ➔ Resistência não drenada mínima ( $S_{U\min}$ )= 10 Kpa
- ➔ Resistência não drenada máxima ( $S_{U\max}$ )= 25 Kpa
- ➔ Taxa de crescimento de  $S_U$  com a profundidade= 1,5 kPa/m

Adotou-se para análise a resistência não drenada mínima e máxima encontrada.

### **3.3 Sobrecarga (Aterro / Secção transversal)**

Duas seções típicas foram consideradas para verificação da estabilidade do aterro. A primeira seção típica do pavimento adotada tem forma trapezoidal, e foi definida conforme o manual do DNER, classificado como rodovia de classe III. A seção típica é apresentada na Figura 4a. A outra secção típica considerada possui bermas de equilíbrio cuja geometria é mostrada na Figura 4b. O material do aterro é constituído de solo residual de areia siltosa, possuindo talude com inclinação 1(v):4(h). As características adotadas para o aterro são apresentadas a seguir:

- ➔ Peso específico ( $\gamma$ )= 18KN/m<sup>3</sup>

- Ângulo de atrito ( $\phi$ ) =  $35^\circ$
- Coesão (C) = 10 Kpa
- Largura superior: 12m
  - Faixa de rolamento= 3,5m
  - Acostamento= 2m
  - Afastamento mínimo= 0,5m
- Largura da base= 30m
- Altura= 3m
- Carga do aterro sobre a fundação (q)= 54KN/m<sup>2</sup>

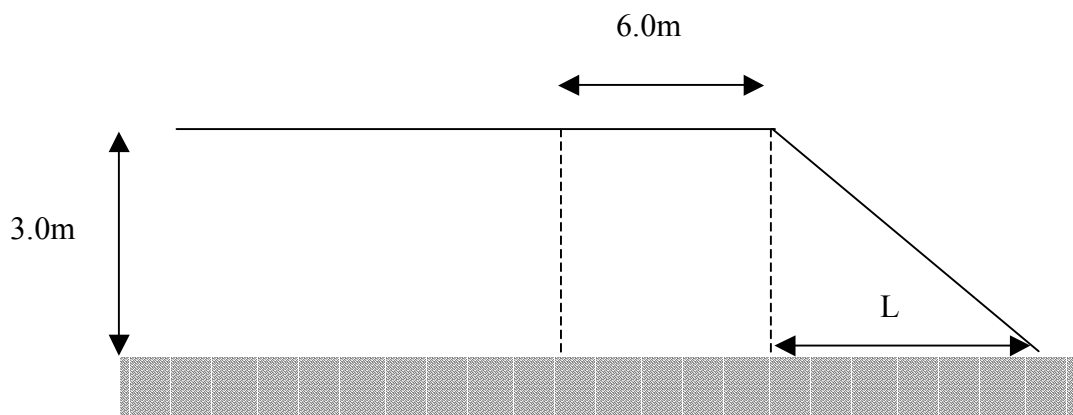


Figura 4a Secção típica Trapezoidal

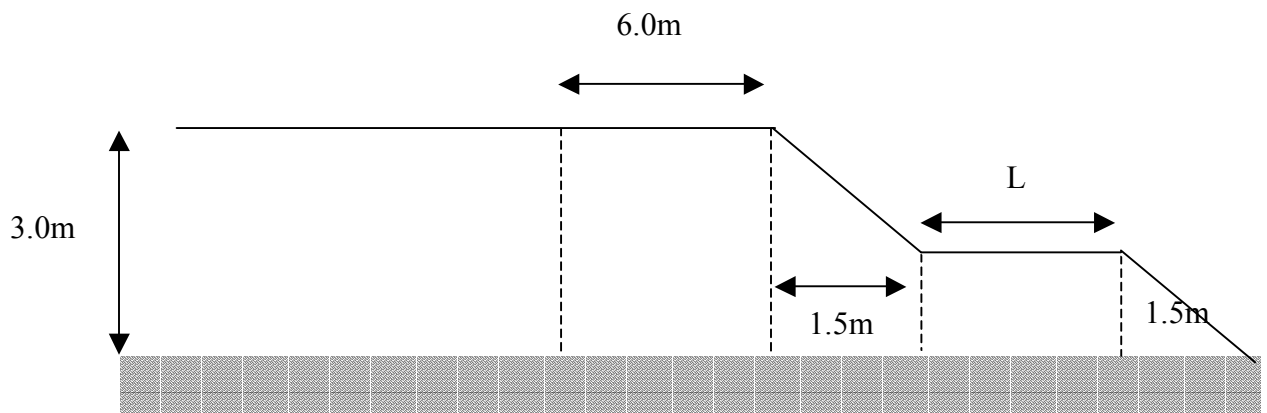


Figura 4b Secção típica com Bermas

## ***4. Análises de Estabilidade***

### ***4.1 Considerações Iniciais***

Para a análise de estabilidade do aterro foi utilizado o software SLOPE/W (Versão 4) da GEO-SLOPE International. Este programa tem como vantagem calcular o coeficiente de segurança na ruptura e a superfície potencial de ruptura de forma automática.

Foram consideradas duas geometrias diferentes objetivando a avaliação da opção mais favorável técnica e economicamente. Para isto determinou-se o fator de segurança de valor 1.5 como padrão e calculou-se o volume dos aterros para definir a secção adotada.

Devido a simetria do problema metade da secção típica foi desenhada para a análise de estabilidade. A área do centro do círculo crítico da superfície potencial de ruptura (SPR) e por onde passa a SPR na fundação é pré-definida conforme apresentada na Figura 7a e 7b para as duas secções consideradas.

Foi executada a análise de estabilidade pelo método de Bishop-Simplificado, Jambu e Fellenius. Para a escolha do melhor aterro optou-se o método de Bishop-Simplificado.

### ***4.2 Análise de estabilidade***

Considerou-se que o solo de fundação era homogêneo e com profundidade suficiente para não interferir na definição da superfície potencial de ruptura..

Considerou-se a sobrecarga na fundação como o peso do aterro. A análise de estabilidade foi feita considerando uma sollicitação não drenada com o parâmetro de resistência  $S_u$  variando com a profundidade de acordo com os resultados do CPTU. O programa também foi alimentado com os parâmetros de resistência adotados para o aterro.

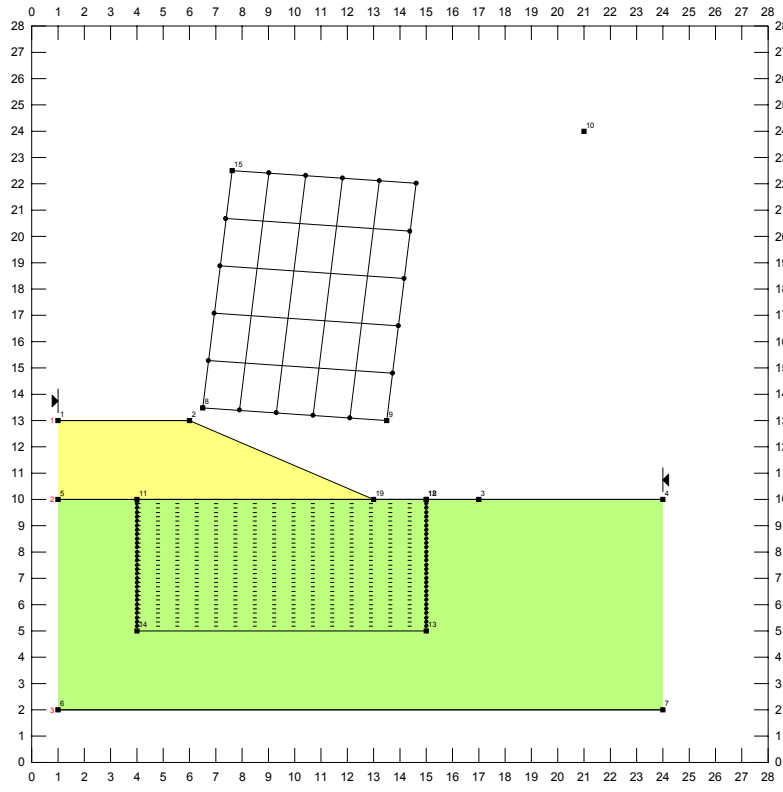


Figura 5a- Seção típica Trapezoidal

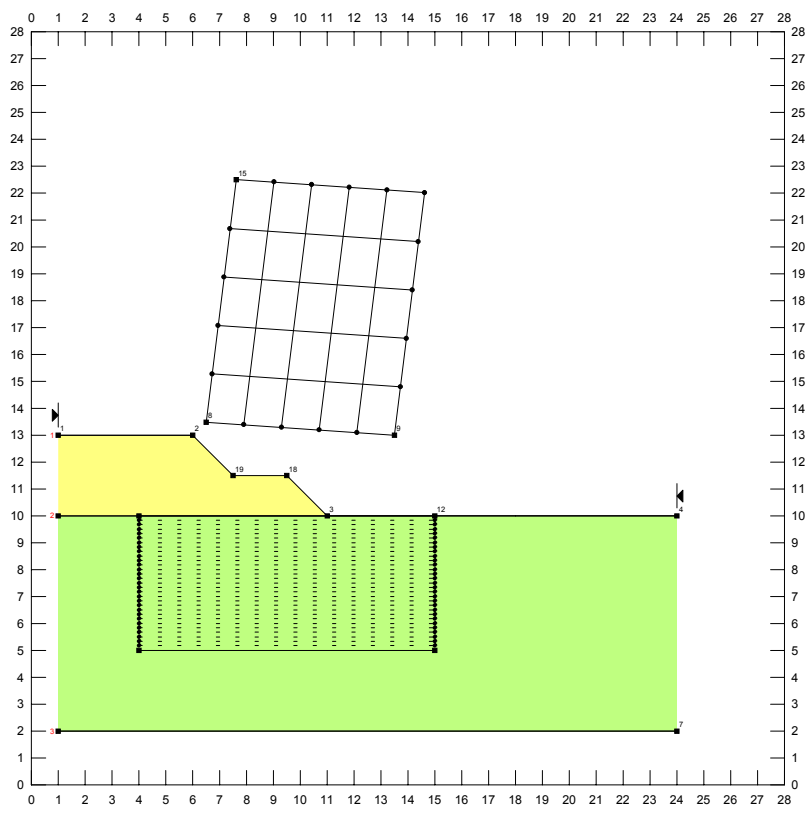


Figura 5b- Seção típica com Bermas

Foram feitas análises de estabilidade considerando as duas seções típicas. Variou-se a dimensão L das seções e com isto obteve-se os coeficientes de segurança correspondentes como mostra a Figura 6a. Com a variação da dimensão L pode-se calcular os volumes correspondentes a cada coeficiente de segurança como mostra a Figura 6b. Adotou-se o método de Bishop- Simplificado e o coeficiente de segurança padrão de 1,5, o que forneceu um aterro que satisfaz técnica e economicamente.

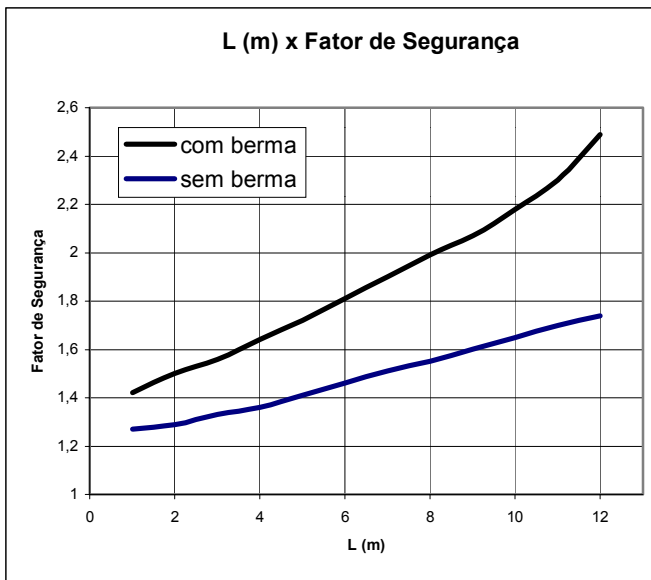


Figura 6a

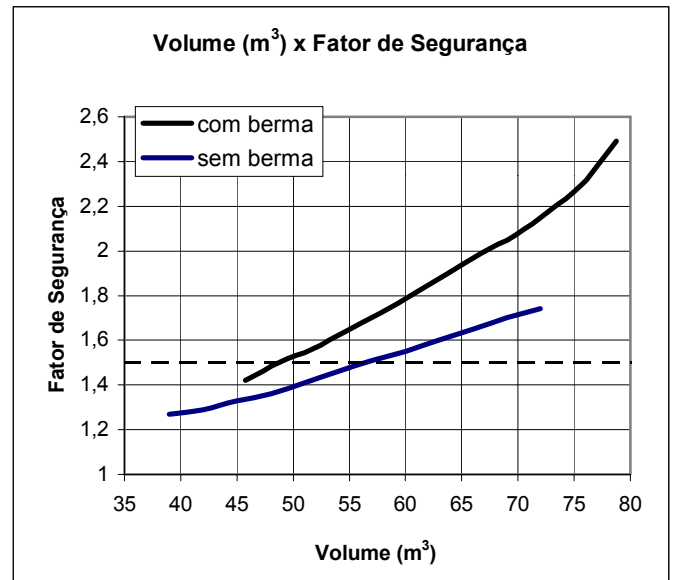


Figura 6b

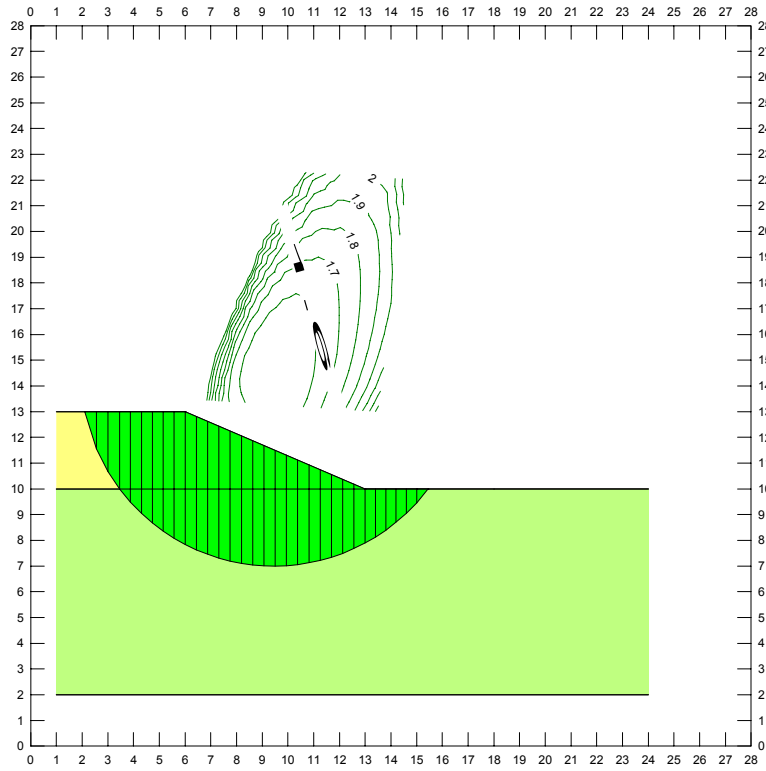


Figura 7a- Superfície potencial de ruptura da seção típica Trapezoidal

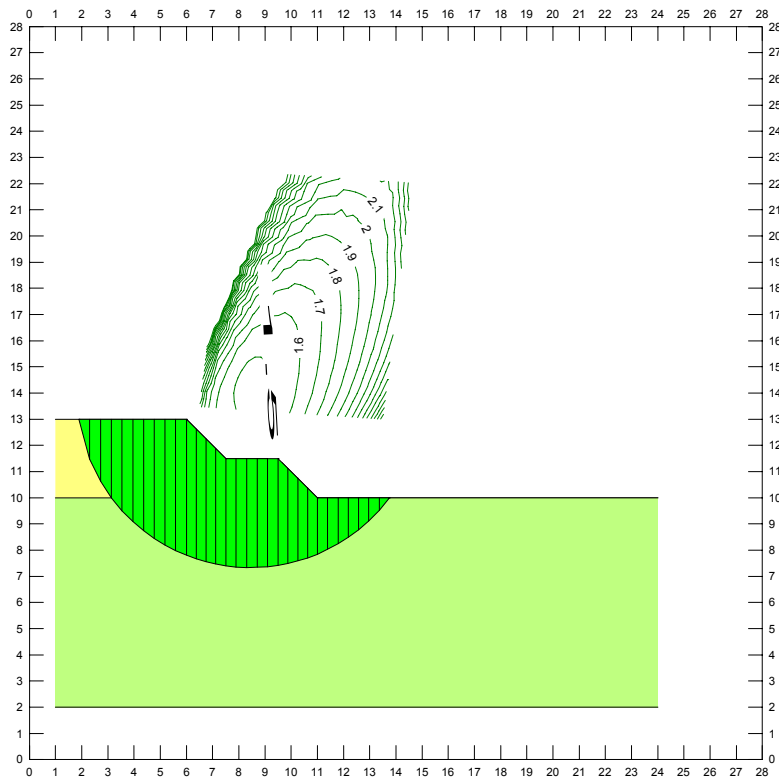


Figura 7b- Superfície potencial de ruptura da seção típica com Bermas



## 5. Conclusão

A análise dos resultados de ensaios CPTU forneceu valores de resistência não drenada variando com a profundidade 10-25 kPa com taxa de 1,5 kPa/m.

Com verificação de estabilidade pelo método de Bishop-Simplificado escolheu-se como padrão o coeficiente de segurança de 1,5.

Com os resultados obtidos na análise de estabilidade, observa-se que com o coeficiente de segurança de 1,5 o aterro construído com berma de 2m fornecerá menor volume ( $V= 48,75\text{m}^3$ ) enquanto que o aterro construído sem a berma e com L de 7m fornecerá um volume de  $57\text{m}^3$ , sendo dessa maneira esta última opção menos apropriada do ponto de vista econômico.

## 6.0 Referência Bibliográfica

- Almeida, M.S.S., *Aterros Sobre Solos Moles da concepção à avaliação do desempenho*, 1996, 215p
- SCHNAID, F., *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações* (2000), 189p
- Pugliese, P.B., *Estudo de Estabilidade de Aterro sobre solos moles* (1993), 157p.  
Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração Geotecnia.
- SLOPE/W for slope stability analysis (Version 4) - GEO-SLOPE International  
Manual de Projetos Geométricos de Rodovias Rurais (DNER, 1999, 161-168p.)