

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA LINHAS DE TRANSMISSÃO
EM ARGILAS MOLES SATURADAS

RUBÉN RAFAEL SOTELO

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre, 26 de Maio de 1994

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.



Prof. Regina Davison Dias (D.Sc., COPPE/UFRJ)
Orientador



Prof. Jorge Daniel Riera
Coordenador do Curso de Pós-Graduação de Engenharia Civil

Banca examinadora :

- Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pela Univ. London
- Prof. Nilo César Consoli
Ph.D. pela Concórdia University
- Prof. Cláudio Renato R. Dias
D.Sc. pela COPPE/UFRJ

Dedico este trabalho a minha
família e a minha namorada
Patricia

AGRADECIMENTOS

- Ao Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, por aceitar minha participação no curso.
- Aos professores do setor de Geotecnia, especialmente aos professores Regina Davison Dias e Luiz Antônio Bressani, pelas orientações e sugestões recebidas.
- Aos professores J. Bernal, M. Alvarez e M. Favretto da Universidad Nacional del Nordeste pelas recomendações que possibilitaram meu ingresso ao curso.
- Ao Corpo Técnico da Companhia Estadual de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul, pelo fornecimento dos dados necessários para o desenvolvimento da tese.
- À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES, pela ajuda financeira.
- A meus colegas de estudo pelo apoio e auxílios recebidos.
- E a todos os demais que de uma ou outra forma contribuíram para o desenvolvimento da tese.

SUMARIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xii
RESUMO	xvi
ABSTRACT	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Metodologia Brasileira de Estudo de Solos para Fundações de Linhas de Transmissão	4
2.2. Ensaio de Conepenetrometria (CPT)	5
2.3. Depósitos de Argilas Moles	7
2.4. Comportamento das Fundações	11
2.4.1. Métodos de Estimativas de Capacidade de Carga a Tração	11
2.4.1.1. Método do Tronco de Cone	13
2.4.1.2. Método Proposto por DAS (1980)	14
2.4.1.3. Método da Universidade de Grenoble	20
2.4.1.4. Método de ROWE & DAVIS (1982)	23
2.4.2. Método de Estimativa de Capacidade de Carga a Compressão	27
2.4.3. Método de Estimativa de Recalques	28
2.4.3.1. Recalques Imediatos	28
2.4.3.2. Recalques por Adensamento Primário	30
2.4.3.3. Recalques por Adensamento Secundário	34
2.4.4. Métodos de Elementos Finitos	35
2.4.4.1. Determinação dos Parâmetros	36
Modelo Cam Clay Modificado	36
Modelo Elástico Perfeitamente Plástico	40
Modelo Elástico Isotrópico	40
2.4.4.2. Determinação das Tensões "In Situ"	41
3. METODOLOGIA	43

4. FUNDAÇÃO ANALISADA	46
4.1. Localização e geometria	46
4.2. Características Geotécnicas do Subsolo	48
5. DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO DO CONE MANUAL COM LEITURAS ELÉTRICAS	58
5.1. Finalidade	58
5.2. Projeto	59
5.3. Procedimento de Ensaio	62
5.4. Avaliação do Procedimento de Ensaio	64
5.5. Obtenção de Nk^*	66
5.6. Comparação com resultados de Vane	70
5.7. Definição do Perfil de Cálculo de Resistência Não Drenada (Su)	71
6. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	73
6.1. Modelo Cam Clay Modificado	73
6.2. Modelo Elástico Perfeitamente Plástico	81
6.3. Modelo Elástico Isotrópico	83
6.4. Tensões "In Situ"	83
7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO	85
7.1. Estados de Carga e Geometria da Fundação	85
7.2. Estimativa de Capacidade de Carga a Tração	88
7.3. Estimativa de Capacidade de Carga a Compressão	97
7.4. Estimativa de Recalques	99
7.4.1. Método Proposto para estimar OCR a partir do Perfil de Resistência Não Drenada	102
7.4.2. Estimativa de OCR a partir do Perfil de Resistência Não Drenada	107
7.5. Método sugerido para projetar fundações superficiais para Linhas de Transmissão	118
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	120
8.1. Conclusões	120
8.2. Sugestões	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

LISTA DE FIGURAS

2.1. Perfil Idealizado de Resistência Não Drenada, segundo LEFEBVRE et.al. (1987).	9
2.2. Ruptura geral em sollicitação a tração.	12
2.3. Ruptura localizada em sollicitação a tração.	13
2.4. Método do Tronco de Cone.	14
2.5. Método proposto por DAS (1980).	15
2.6. Ensaaios a tração. DAS (1980).	17
2.7. Ensaaios a tração de outros pesquisadores, segundo DAS (1980).	17
2.8. Gráfico $\alpha - \beta$ de ensaios de DAS (1980)	19
2.9. Comparação com resultados de outros pesquisadores, segundo DAS (1980).	20
2.10. Superfície de ruptura para sapatas em solos fracos no Método de Grenoble.	21
2.11. Fatores de capacidade de carga, segundo ROWE & DAVIS (1982).	24
2.12. Fator $M_h B$ para adesão completa. ROWE & DAVIS (1982).	25
2.13. Fator de correção RB para descolamento imediato, segundo, ROWE & DAVIS (1982).	26
2.14. Incremento de deslocamento devido à plastificação local, segundo ROWE & DAVIS (1982).	26
2.15. Fator de capacidade de carga para análises não drenadas, segundo SKEMPTON (1951).	27
2.16. Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalques imediatos em argila homogênea, isotrópica e saturada, segundo JANBU, BJERRUM & KJAERNSLI.	29
2.17. Módulo não drenado (E_u), segundo DUNCAN & BUCHIGNANI.	30
2.18. Curva idealizada de ensaios de adensamento.	31
2.19. Correlação de C_c vs. $(1+e_0)$	33
2.20. Parâmetros do modelo Cam Clay Modificado.	37
2.21. Determinação de p'_c segundo o manual do programa CRISP90	39

4.1. Local de estudo.....	46
4.2. Planta das fundações da torre experimental.....	47
4.3. Corte transversal das fundações da torre	47
4.4. Perfil de sondagem a percussão tipo SPT próximo do local de estudo.....	48
4.5. Ensaios de caracterização do local de estudo, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	51
4.6. Pressão de pré-adensamento (σ'_{max}). Lençol freático a -1.00 m. DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	52
4.7. Coeficiente de compressibilidade (C_c), segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	53
4.8. Coeficiente de recarregamento (C_r), segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	54
4.9. Ensaios Triaxiais, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	55
4.10. Aplicação do Método 'Shansep, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	55
4.11. Comparação com os resultados de ORTIGÃO (1980), segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	56
4.12. Perfil de resistência não drenada do local de estudo resultante do Método Shansep, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).....	57
5.1. Calibração da célula de carga. Escala : 100 Kg.....	60
5.2. Projeto da ponta do cone elétrico manual. Esc. 1:1	61
5.3. Fotografia do cone manual com leituras elétricas.....	62
5.4. Influência da velocidade de penetração, segundo MEIGH(1987).....	63
5.5. Resistência de ponta do cone elétrico manual.....	66
5.6. Resistência não drenada do local de estudo.....	69
5.7. Comparação com resultados de Vane.....	70
5.8. Perfil de cálculo de resistência não drenada.....	72
6.1. Parâmetros do modelo Cam Clay Modificado.....	75
6.2. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 1.....	77
6.3. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 2.....	77
6.4. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 4.....	78
6.5. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 8.....	78
6.6. Índice de vazios (e_0) no local de estudo.....	80
6.7. Pressão isotrópica de pré-adensamento (p'_c).....	81

6.8. Pressões "In Situ" para o lençol freático na superfície.....	84
7.1. Ação do vento nas fundações de torres de suspensão.....	86
7.2. Estado de Carga N° 1.....	87
7.3. Estado de Carga N° 2.....	87
7.4. Estado de Carga N° 3.....	88
7.5. Comparação de estimativas de capacidade de carga a tração. Condição de deformação plana.....	90
7.6. Curva tensão-deformação para $H/B=0.175$ ($B=4.0$ m).....	91
7.7. Curva tensão-deformação para $H/B=0.583$ ($B=1.2$ m).....	91
7.8. Malha de elementos finitos indeformada para $H/B=0.583$ ($B=1.20$ m).....	92
7.9. Malha de elementos finitos deformada para $H/B=0.583$ ($B=1.20$ m).....	92
7.10. Vetores deslocamentos para $H/B=0.583$ ($B=1.20$ m).....	93
7.11. Comparação de deslocamentos para igual capacidade de carga.....	94
7.12. Comparação de estimativas de capacidade de carga a tração. Condição axial simétrico.....	95
7.13. Forças admissíveis nos distintos métodos. Condição de deformação plana e $H = 0.70$ m.....	96
7.14. Forças admissíveis nos distintos métodos. Condição de deformação plana com $B = 4.00$ m.....	96
7.15. Estimativa de capacidade de carga a compressão.....	98
7.16. Incremento de pressão devido a cargas permanentes....	100
7.17. Estimativa de recalques. Análise drenada segundo CRISP90. Condição de deformação plana e $B = 4.0$ m.....	101
7.18. Comparação entre K experimental e teórico, segundo MAYNE (1980).....	103
7.19. Aplicação do Método Shansep a argilas de fontes diversas, segundo MAYNE (1980).....	104
7.20. Retas para estimar OCR a partir do perfil de S_u	105
7.21. Correlação de (S_u/σ'_{v0}) vs. $IP(\%)$ para sedimentos recentes, segundo BJERRUM.....	107
7.22. Perfil de resistência não drenada do local de estudo. Retas para estimar o perfil de OCR.....	108
7.23. Estimativa do perfil de OCR do local de estudo.....	109
7.24. Perfil de resistência não drenada do local N°1. Retas para estimar o perfil de OCR.....	110

7.25.	Estimativa do perfil de OCR do local N°1.....	111
7.26.	Perfil de resistência não drenada do local N°2.	
	Retas para estimar o perfil de OCR.....	112
7.27.	Estimativa do perfil de OCR do local N°2.....	113
7.28.	Perfil de resistência não drenada do local N°3.	
	Retas para estimar o perfil de OCR.....	114
7.29.	Estimativa do perfil de OCR do local N°3.....	115
7.30.	Perfil de resistência não drenada do local N°4.	
	Retas para estimar o perfil de OCR.....	116
7.31.	Estimativa do perfil de OCR do local N°4.....	117

LISTA DE TABELAS

2.1. Ordem de grandezas das cargas, segundo PALADINO (1985)	5
2.2. Resistência não drenada das curvas da Figura 2.7, citadas por DAS (1980).....	16
2.3. Coeficiente M_c para ângulo de atrito interno igual a zero. Método de Grenoble.....	22
5.1. Resultado de um dos ensaios realizados com o cone manual.....	65
6.1. Parâmetros do Modelo Cam Clay Modificado.....	76
6.2. Módulo de Young Não Drenado (Eu).....	82

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

- α - quociente entre a relação de embutimento da fundação e a relação de embutimento crítica no método de DAS (1980).
- α_c - ângulo da superfície de ruptura com a vertical no método do tronco de cone.
- β - relação entre o fator de capacidade de carga da fundação e o de capacidade de carga crítica no método de DAS (1980).
- B - largura ou raio da fundação.
- b - largura ou raio da fundação.
- c - coesão.
- Ca - índice de compressão secundária.
- Cc - índice de compressão.
- CPT - ensaio de cone penetrometria.
- Cr - índice de recarregamento.
- δ adensamento primário - recalque por adensamento primário.
- $\delta_{elástico}$ - deslocamento elástico no método de ROWE&DAVIS (1982).
- $\delta_{imediate}$ - recalque imediato.
- δ_{total} - recalque total.
- $\delta_{unidimensional}$ - recalque unidimensional.
- Δe - redução do índice de vazios.
- ΔH - espessura da subcamada.
- ΔP - incremento de pressão vertical.
- $\Delta \sigma'v$ - incremento de pressão efetiva vertical.
- D - profundidade de embutimento da fundação medida desde sua base até o terreno natural.
- E - módulo de Young.
- ecs - índice de vazios na linha de estado crítico para $p'=1$.
- ef - índice de vazios na falha.
- Eh - módulo de Young horizontal.
- eo - índice de vazios inicial.
- Eu - módulo de Young não drenado.
- Ev - módulo de Young vertical.
- ϕ - ângulo de atrito interno do solo.

$F'c$ - fator de capacidade de carga no método de ROWE & DAVIS (1982).
 Fc - fator de capacidade de carga da fundação.
 Fc^* - fator de capacidade de carga crítica no método de DAS (1980).
 FS - fator de segurança.
 γ_{aterro} - peso específico aparente do aterro.
 γ_{solo} - peso específico aparente do solo.
 γ_{total} - peso específico total.
 G_s - gravidade específica.
 G - módulo cisalhante.
 H - profundidade de embutimento medida da parte superior da sapata ao terreno natural.
 (H/B) - relação de embutimento da fundação.
 $(H/B)_{cr}$ - relação de embutimento crítica.
 $(H/B)_{cr(R)}$ - relação de embutimento crítica para sapatas retangulares.
 $(H/B)_{cr(s)}$ - relação de embutimento crítica para sapatas circulares ou quadradas.
 h_{aterro} - altura do aterro.
 H_c - profundidade de embutimento crítica no método de Grenoble.
 IP - índice de plasticidade.
 κ - pente da reta de expansão no espaço $e - \ln(p')$.
 K' - módulo de compressão volumétrico do solo.
 KN - kilonewton.
 K_o - coeficiente de empuxo lateral em repouso.
 K_{onc} - coeficiente de empuxo lateral em repouso para argilas normalmente adensadas.
 K_p - coeficiente de empuxo passivo.
 K_w - módulo de compressão volumétrica da água.
 λ - pente da reta virgem no espaço $e - \ln(p')$.
 L - comprimento da fundação.
 m - coeficiente de cálculo de K_o segundo WROTH (1975).
 M - pente da linha de ruptura no gráfico $p' - q$.
 M_c - coeficiente de capacidade de carga a tração no método de Grenoble.
 M_{hB} - coeficiente de adesão completa no método de ROWE & DAVIS (1982).
 ν - módulo de Poisson.

v' - módulo de Poisson drenado.
 v_h - módulo de Poisson horizontal.
 v_v - módulo de Poisson vertical.
 N_c - fator de capacidade de carga no método de SKEMPTON (1951).
 N_k - fator de capacidade de carga para o CPT standard.
 N_k^* - fator de capacidade de carga para o cone manual.
 OCR - razão de pré-adensamento.
 p' - pressão média efetiva.
 p'_c - pressão isotrópica de pré-adensamento.
 p'_f - pressão média efetiva em falha.
 p'_{max} - pressão média máxima.
 p'_o - pressão média atual.
 Ps - peso do solo superior à sapata no método de Grenoble.
 q - pressão aplicada na fundação no método de ROWE & DAVIS (1982).
 q_c - resistência de ponta do CPT standard.
 q_c^* - resistência de ponta do cone elétrico manual.
 q_{max} - tensão de desvio máxima.
 Q_o - capacidade de carga do solo a tração.
 Q_u - capacidade de carga última.
 RB - coeficiente de descolamento imediato no método de ROWE & DAVIS (1982).
 Re - raio equivalente no método de Grenoble.
 σ'_c - pressão de adensamento isotrópica.
 σ'_h_{max} - pressão máxima horizontal.
 σ'_h_o - pressão efetiva horizontal "In Situ".
 σ'_v - pressão efetiva vertical.
 σ'_v_o - pressão efetiva vertical geostática.
 $\sigma'_{v_{max}}$ - pressão de pré-adensamento.
 σ_{v_o} - pressão vertical geostática total.
 $(Su)_{NC}$ - resistência não drenada em argilas normalmente adensadas.
 SPT - ensaio de percussão standard.
 Su - resistência não drenada.
 t_v - tempo de vida da obra em dias.
 μ_o - fator de influência para o cálculo de recalques elásticos.
 μ_l - fator de influência para o cálculo de recalques elásticos.
 W_f - peso próprio da fundação.

WL - limite de liquidez.
Wnat - umidade natural.
WP - limite de plasticidade.

RESUMO

As fundações empregadas para linhas de transmissão de alta tensão em depósitos de argilas moles saturadas são geralmente estacas. No Rio Grande do Sul, projetos alternativos com fundações superficiais foram empregados em forma experimental para torres de suspensão, as quais apresentaram bom desempenho com menor custo.

Esta pesquisa visa apontar critérios racionais da mecânica dos solos que permitam projetar, a partir do conhecimento do perfil de resistência não drenada, fundações superficiais em depósitos de argilas moles saturadas com maior confiabilidade.

Para a determinação do perfil de resistência não drenada foi desenvolvido um cone manual com leituras elétricas, o qual foi testado apresentando bons resultados. A vantagem do uso deste equipamento reside no fato de que pode ser transportado manualmente a locais de difícil acesso, onde são implantadas as torres de alta tensão. Os demais parâmetros de solos do local de estudo, situado no município de Canoas no Rio Grande do Sul, foram obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial do tipo adensado isotropicamente não drenado (CIU) com medida de poro pressão e de ensaios de adensamento.

Foram analisadas as fundações superficiais das torres de suspensão projetadas, empregando teorias analíticas convencionais, baseadas no conhecimento da resistência não drenada, e o método de elementos finitos. A partir deste estudo, é sugerida uma metodologia para projetos de fundações superficiais de torres de suspensão em argilas moles saturadas.

ABSTRACT

Piles are generally used as foundations of power transmission lines in saturated soft clays. Shallow foundations for suspension towers have been experimentally used as an alternative in Rio Grande do Sul State. Satisfactory results at lower costs were achieved.

This research attempts to indicate, knowing the undrained shear strength profile, rational soil mechanics criteria for more reliable design of footings in saturated soft clays.

In order to determinate the undrained shear strength profile, a hand electrical cone was developed. This device was tested with good results and presents the advantage of being easily carried to difficult access sites where the towers are installed.

A site located in Canoas (Rio Grande do Sul State) was studied. Besides undrained shear strength other parameters were obtained from triaxial compression tests of the CIU type, with pore pressure measurement, and also consolidation tests.

Shallow foundations of suspension towers were analyzed using traditional analytical theories, based in undrained shear strength, and the finite element method. As a result of the research a method is suggested for the design of shallow foundations suspension tower on saturated soft clays.

1. INTRODUÇÃO

Quando a atividade humana assenta-se num determinado lugar, escolhem-se aqueles onde as condições da natureza são mais favoráveis, entre elas as condições do subsolo.

Com o crescimento demográfico, o custo da terra se incrementa e as indústrias e núcleos habitacionais econômicos radicam-se em terrenos de baixo custo, geralmente caracterizados por más condições do subsolo. Na Região Metropolitana de Porto Alegre, como assim também em muitas cidades importantes do litoral atlântico, uma grande porcentagem dessas áreas contam com a presença de argilas moles saturadas. Estas argilas apresentam alta compressibilidade e baixa resistência, oferecendo, em conseqüência, dificuldades para as construções civis. Desta maneira surge a importância de conhecer o comportamento deste tipo de solo.

No caso particular das linhas de transmissão de energia elétrica, as mesmas atravessam áreas envolvendo vários tipos de solos de comportamento diferenciado. Dentre esses solos encontram-se freqüentemente depósitos de argila mole. A prática usual é transferir os esforços a estratos inferiores mais resistentes mediante a utilização de estacas. No caso de uma torre isolada, a fundação pode constituir uma obra de pequena envergadura, mas se consideramos uma linha de transmissão de alguns quilômetros com torres espaçadas a cada 400 metros, o problema de fundação assume grande importância prática e econômica.

No Rio Grande do Sul, projetos utilizando fundações superficiais foram realizados em forma experimental para torres de suspensão, as quais apresentaram bom desempenho com menor custo. Porém, os procedimentos utilizados para projetar estas fundações têm bases fundamentalmente empíricas. Este trabalho pretende aplicar conceitos da mecânica dos solos de um ponto de vista mais racional, para poder projetar com maior confiabilidade.

O fato de considerar fundações superficiais unicamente para torres de suspensão (que são as de maior número) é porque as mesmas apresentam cargas permanentes devidas à ação da gravidade o que se transforma numa ação simétrica e vertical que ocasionará recalques por consolidação homogêneos.

As torres de esquina, porém, encontram-se sujeitas a cargas permanentes com componente horizontal. Neste caso não é recomendável a utilização de fundações superficiais em argilas moles, recorrendo-se à solução por estacas.

Nesta pesquisa analisam-se as fundações superficiais projetadas mediante teorias clássicas, que estimam o comportamento da fundação a partir da resistência não drenada, e também empregando o método de elementos finitos. O método de elementos finitos foi utilizado porque contou-se com ensaios triaxiais e de adensamento que permitiram a determinação dos parâmetros de solo necessários.

Um dos principais esforços que atua nas fundações de uma torre é a tração, a qual tem sido menos estudada que a compressão. Provavelmente o método mais empregado no Brasil para calcular capacidade de carga a tração é o Método do Tronco de Cone. Este considera, na estimativa da capacidade de carga, somente parcelas de peso, tendo-se registrado resultados conservadores quando a fundação é superficial e não conservadores quando a profundidade de embutimento da fundação é maior. Existem outros métodos na literatura que fazem uma abordagem mais racional, considerando a resistência não drenada mobilizada ao longo da superfície de ruptura. Estes métodos não têm sido muito aplicados pela necessidade de determinar a resistência não drenada. A complexidade cresce devido que a tração solicita a crosta do depósito, precisando-se conhecer qual é a resistência não drenada realmente mobilizada na mesma.

Visando poder aplicar essas teorias, foi desenvolvido um cone manual com leituras elétricas para determinar o perfil de resistência não drenada. Este equipamento tem a vantagem de poder ser transportado manualmente a locais de difícil acesso, característicos deste tipo de solo. O baixo custo do ensaio também o faz apropriado para estudos de mapeamentos geotécnicos, loteamentos, fundações para habitações econômicas

ou para estudar a viabilidade de uma obra na fase de anteprojeto.

O **problema de pesquisa** consiste então em analisar o comportamento de depósitos de argilas moles saturadas e das fundações superficiais de torres para linha de transmissão que sobre eles se assentam.

Como **objetivo geral**, a pesquisa visa apontar critérios racionais da mecânica dos solos que permitam projetar fundações superficiais para linhas de transmissão com maior confiabilidade.

Devido às limitações inerentes do trabalho, a pesquisa limitar-se-á a dois **objetivos específicos** :

1. Desenvolver um equipamento que permita estabelecer um perfil de resistência não drenada em depósitos de argila mole.
2. Estabelecer um procedimento que permita projetar fundações superficiais para linhas de transmissão a partir do conhecimento do perfil de resistência não drenada.

O local de estudo situa-se no município de Canoas, no Rio Grande do Sul. Os parâmetros de solos utilizados nas análises realizadas foram obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial, de ensaios de adensamento e do cone manual.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. METODOLOGIA BRASILEIRA DE ESTUDO DE SOLOS PARA FUNDAÇÕES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

A técnica usual utilizada no Brasil para a investigação de solos para fundações de linhas de transmissão é a execução de trado manual para uma classificação táctil visual. Em locais problemáticos realizam-se sondagens a percussão tipo SPT e, em casos excepcionais, principalmente se tratando de solos de baixa capacidade suporte, realizam-se ensaios de conepenetrometria (CPT).

PALADINO (1985) sugere, para a escolha do traçado da linha, realizar um estudo geológico-geotécnico, sobrevôos, inspeção terrestre, etc. Posteriormente, executar sondagens a percussão (SPT) nas torres de ancoragem e de ângulos, em locais baixos, locais alagados e nos pontos considerados representativos. Nas demais torres efetuar sondagens "borro" ou trado manual.

Segundo PALADINO (1985), os tipos de fundações mais utilizadas são as grelhas de aço galvanizado, tubulões de base alargada e sapatas. Nos casos de depósitos de argila mole, em geral, utilizam-se estacas.

A escolha da fundação dependerá de uma série de fatores. ELETROBRAS, citada por DAVISON DIAS (1987), indica os seguintes : facilidade de acesso aos locais onde serão implantadas as torres, capacidade de carga do solo, disponibilidade dos materiais necessários e facilidades de escavação.

As cargas que atuam nas fundações das torres se devem ao peso próprio, à ação do vento e à possível ruptura de cabos. Segundo PALADINO (1985), as cargas permanentes dificilmente ultrapassam 30 % da carga máxima.

O mesmo autor indica que as cargas máximas atuantes nas fundações das torres variam com a tensão da linha que

envolve a altura da torres, com o tipo de torre, quantidade de circuitos e com a velocidade máxima considerada para o vento. A ordem de grandeza dessas cargas varia nas faixas :

TIPO DE ESFORÇOS	CARGAS EM TORRES DE SUSPENSÃO (KN)	CARGAS EM TORRES DE ANCORAGEM (KN)
Compressão	150 - 800	300 - 1800
Arrancamento	100 - 600	200 - 1600
Horizontais	10 - 100	50 - 300

Tabela 2.1. Ordem de grandezas das cargas, segundo PALADINO (1985).

PALADINO (1985) e ASHCAR et.al (1985) indicam que a tendência atual, considerando forma e natureza dos esforços atuantes, é de se utilizar, no dimensionamento das fundações das torres, os esforços resultantes do carregamento último com um coeficiente de segurança igual a 1.10 para torres de suspensão e de 1.20 para torres de ancoragem e terminal, recomendando empregar o Método do Tronco de Cone.

DANZINGER (1985) indica um fator de segurança de 3, e o valor de capacidade de carga determinado pelo Método de Grenoble.

ROWE & DAVIS (1982) utilizam um fator de segurança entre 2.50 e 3 ao aplicar o método por eles proposto para dimensionar fundações a tração.

2.2. ENSAIO DE CONEPENETROMETRIA (CPT)

O equipamento de penetração tipo cone se desenvolveu devido à necessidade de se obter informações a respeito do comportamento dos solos em profundidade.

O penetrômetro consiste de uma haste metálica esbelta, com ponteira cônica, a qual se faz penetrar ou se crava verticalmente no solo por meios hidráulicos ou mecânicos, ou por impactos de um martelo.

Segundo SCHMERTMANN (1978) os ensaios podem ser :

- . Estáticos : a penetração das hastes se dá com incrementos de carga constante.
- . Quasi-estáticos : as hastes são introduzidas por meio de cilindros hidráulicos ou mecânicos a uma velocidade entre 10 e 20 mm/seg, com ponteira cônica de 10 cm² de área projetada e ângulo de ápice de 60°. São os mais usados.
- . Dinâmicos : o avanço se dá com impacto de martelo de cravação a velocidades variáveis.
- . Rotativos : o avanço se dá por meio de um cone espiral à velocidade variável.

Com o objetivo de padronizar o procedimento de ensaio, os mais comumente empregados são os de penetração quasi-estáticos. O equipamento obtém a reação necessária para introduzir as hastes no solo da sua ancoragem por meio de quatro a seis brocas helicoidais rotativas, do peso próprio fornecidos pelos caminhões a que muitas vezes são acoplados, ou por uma combinação dos dois processos.

As ponteiras com medição mecânica da força aplicada mais conhecidas são as desenvolvidas na Holanda. Segundo MEIGH (1987), as mais comuns são a "Delft mantle", que mede a resistência de ponta a cada 20 cm, e a "Begemann friction cone", que possibilita medidas de resistência de ponta e atrito lateral local a cada 20 cm.

Segundo DE RUITER (1982), o interesse pelo ensaio tem aumentado muito nestes últimos anos. Como resultado desse interesse crescente, diversos dispositivos elétricos, eletrônicos e sistemas computarizados de aquisição de dados têm sido utilizados no aperfeiçoamento do ensaio aumentando a exatidão dos resultados.

Os dispositivos de medida elétricos são geralmente "strain gauges", localizados na ponta e conectados à superfície por meio de cabos que se encontram no interior das hastes. Devido à sensibilidade que apresentam, estes sensores são usados preferencialmente em argilas moles, apresentando alto grau de exatidão.

A maioria das pesquisas com este tipo de equipamentos foi feita tentando padronizar o procedimento de ensaio. Segundo MEIGH (1987), as principais características deste ensaio,

denominado CPT Standard, são de ter uma velocidade de penetração constante de 20 mm/seg +/- 2.50 mm/seg; área de ponta projetada de 10 cm² com ângulo de incidência de 60° e diâmetro das hastes igual ao da ponta numa distância de pelo menos 100 cm acima da mesma.

Com o objetivo de estudos rápidos preliminares, em caso de fundações de baixo custo com respeito ao valor do ensaio, a Universidade da Flórida utiliza um cone o qual é cravado de forma manual a intervalos de profundidades de 15 cm, e a força empregada é registrada num anel dinamométrico na superfície. Tem uma ponta de 12.7 mm de diâmetro com um ângulo de incidência de 30° e hastes de 11 mm de diâmetro. O atrito nas hastes impede a medição da resistência de ponta local, dificultando seu emprego na determinação de parâmetros de solo, dando simplesmente uma idéia da estratigrafia.

2.3. DEPÓSITOS DE ARGILA MOLE SATURADA

As linhas de transmissão freqüentemente devem atravessar planícies aluviais ou depressões entre elevações que são locais onde podem ocorrer depósitos de argilas moles saturadas. A pedologia ajuda também a estimar estes solos indicando as zonas prováveis de ocorrência. Segundo DAVISON DIAS (1987), os depósitos de argila mole são solos hidromórficos e podem encontrar-se nas áreas classificadas pedologicamente como gley húmicos, ou aluviais, ou mesmo planossolos.

O ensaio a percussão (SPT) permite detectar estes depósitos, já que os mesmos apresentam número de golpes baixos. Segundo TERZAGHI e PECK (1955), o valor do número de golpes é inferior a 4.

Estes locais apresentam geralmente uma camada superficial ressecada e com um comportamento distinto do resto do depósito, segundo BJERRUM (1967), atribuído a variações do nível do lençol freático e ao intemperismo.

DUARTE (1977) e BRESSANI (1983) obtiveram conclusões

similares num depósito de argila mole situado na Baixada Fluminense (Rio Sarapuí). Também SAMARA et.al (1982) comprovaram a presença desta camada na Rodovia Piaçaguera-Guarujá (argila marinha) e AMORIM (1975) o fez num depósito argiloso de Recife.

A maiores profundidades, os depósitos de argila mole apresentam um comportamento normalmente adensado ou levemente pré-adensado. Este pré-adensamento se deve, segundo BJERRUM (1967), ao efeito de deformação sobre pressão efetiva constante, levando a uma configuração mais estável do arranjo entre partículas, aumentando a resistência e diminuindo a compressibilidade.

Os depósitos de argila foram muito estudados em todo o mundo. Existem correlações empíricas entre os parâmetros de comportamento do solo e ensaios de fácil e rápida realização como são os limites de Atterberg e a umidade natural. Estas correlações permitem ter uma ordem de grandeza de tais parâmetros os quais podem ser utilizados em ante-projetos ou como controle de parâmetros determinados pelos seus ensaios específicos.

Para a determinação dos limites de Atterberg, DUARTE (1977) estabeleceu que os limites de liquidez executados segundo a ABNT, isto é, com secagem prévia da amostra, diferem dos obtidos de amostras ensaiadas a partir de sua umidade natural. A maioria dos pesquisadores concorda que o valor do Limite de Liquidez obtido sem secagem prévia origina valores mais coerentes com este tipo de solo.

Para qualquer análise de estabilidade em depósitos de argila mole, é fundamental o conhecimento da resistência não drenada. ORTIGÃO (1980), PALADINO & ORLANDO (1982) e outros pesquisadores comprovaram que a mesma permanecia praticamente constante na crosta e logo crescia, aproximadamente, em forma linear com a profundidade.

LEFEBVRE et.al (1987) estabeleceram que, em depósitos de argilas sensitivas, a resistência não drenada medida pelo ensaio de vane na crosta é superestimada quando se faz uma análise de estabilidade de um aterro, sugerindo que esta resistência seja igual à resistência não drenada medida na argila imediatamente embaixo da camada intemperizada.

Justificam este fato ao dizerem que a crosta desenvolve uma grande resistência com maiores deformações que a argila sensível embaixo; porém, se for assumido um critério de compatibilidade de deformações e se considera a possibilidade de falha progressiva, a resistência não drenada realmente mobilizada na crosta é significativamente menor.

LEFEBVRE et.al (1987) indicam que a resistência medida pelo ensaio de Vane na crosta ressecada deveria ser descartada para uma análise de estabilidade e ser usada unicamente para definir a espessura dessa camada. Para condições mais realistas, a resistência na crosta deveria ser assumida igual à resistência medida na argila intacta imediatamente embaixo da crosta. Um exemplo idealizado pode ser observado na Figura 2.1. Porém, devido à permeabilidade relativamente alta por fissuras e a uma saturação incompleta do material da crosta, é provável que uma parte da pressão de confinamento aplicada pelo aterro se transforme em efetiva durante a construção, resultando num incremento na resistência não drenada.

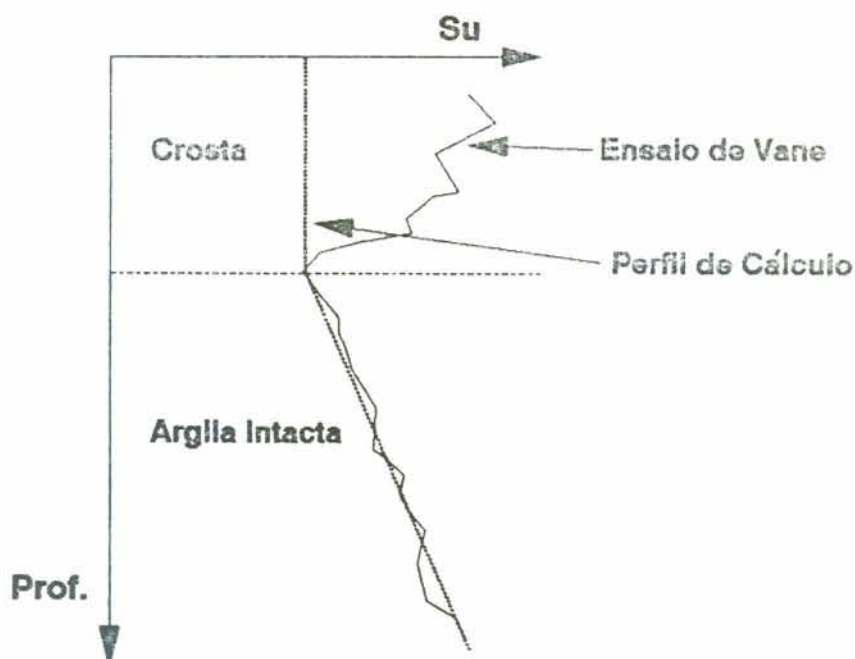


Figura 2.1. Perfil Idealizado de Resistência Não Drenada, segundo LEFEBVRE et.al, (1987).

Na área onde a superfície de falha é próxima ao nível do terreno natural, como no pé de um aterro, o confinamento não é significativamente afetado pela carga do aterro e a resistência não drenada deveria ser igual à da argila intacta imediatamente embaixo da crosta.

Embaixo da parte central do aterro, a resistência não drenada deveria relacionar-se ao confinamento provocado pelo aterro. A relação (Su/σ'_v) obtida de ensaios triaxiais de compressão para argilas normalmente adensadas é da ordem de 0.30. Até que estudos sobre o confinamento provocado pelo aterro sejam realizados, parece razoável, segundo o autor, utilizar na parte central do aterro o maior valor entre a resistência não drenada (Su) da argila imediatamente embaixo da crosta ou o valor de Su de :

$$Su = 0.25 * \Delta \sigma'_v$$

$$\Delta \sigma'_v = \gamma_{\text{aterro}} * h_{\text{aterro}} = \text{Pressão do Aterro}$$

Na parte normalmente adensada, que começa quando o perfil de resistência não drenada cresce em forma linear com a profundidade, é útil controlar os dados obtidos em campo com a correlação de SKEMPTON, citada por MEIGH (1987), em função do índice de plasticidade :

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = 0.11 + 0.0037 * IP (\%)$$

Se o IP não é conhecido, pode-se usar um valor médio de :

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = 0.30$$

LADD (1971) sugere a aplicação do Método Shansep para estabelecer o perfil de resistência não drenada em argilas que apresentam comportamento normalizável, a partir de ensaios triaxiais e de adensamento, com o objetivo de eliminar a perturbação provocada durante a amostragem.

Atualmente está-se utilizando o ensaio de cone penetrometria para determinar o perfil de resistência não drenada a partir da medição local da resistência da ponta (q_c) mediante células de cargas elétricas. ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) utilizam uma equação da forma

$$q_c = Su * Nk + \sigma_{vo}$$

$$\rightarrow Su = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{Nk}$$

onde Su é a resistência não drenada, σ_{vo} a pressão geostática vertical total e Nk um fator de capacidade de carga.

Nk é geralmente obtido de correlações empíricas. O valor de Su de referência é usualmente medido através ensaios de vane e às vezes de ensaios triaxiais.

Utilizando o CPT Elétrico Standard com seção de 10 cm² e velocidade de penetração de 20 mm/seg, LUNNE & KLEVEN (1981) estabeleceram que para argilas normalmente adensadas Nk varia entre 11 e 19 com um valor médio de 15, sugerindo a sua determinação regional.

O depósito argiloso do presente trabalho foi anteriormente estudado por DAVISON DIAS & GEHLING (1986), e os resultados obtidos nessa pesquisa serão apresentados num capítulo posterior.

2.4. COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES

2.4.1. MÉTODOS DE ESTIMATIVAS DE CAPACIDADE DE CARGA A TRAÇÃO

Segundo ELETROBRÁS, citada por DAVISON DIAS (1987), a principal solicitação que atua numa torre de linha de transmissão é o arrancamento.

Devido a isto, deu-se especial ênfase às teorias clássicas de capacidade de carga a tração. Se trabalhou exclusivamente com aquelas que contemplam análise não drenada,

ou seja, a condição de ϕ_u igual a zero, sendo ϕ_u o ângulo de atrito interno não drenado do solo. Na literatura se encontrou que as teorias que permitem abordar desta forma o problema, para um caso geral de geometria de sapata, são o Método da Universidade de Grenoble, o proposto por DAS (1980) e o de ROWE & DAVIS (1982).

Utilizou-se também o Método do Cone, que segundo ASHCAR et.al (1985) e PALADINO (1985), é usado no Brasil para dimensionamento de fundações de linhas de transmissão. Este método considera que apenas o peso de solo compreendido dentro de um cone e o peso da fundação resistem ao esforço de arrancamento, sendo, em geral, a favor da segurança em fundações superficiais. Nos demais métodos citados, a resistência não drenada mobilizada ao longo da superfície de ruptura também contribui com uma parcela na capacidade de carga.

Antes de descrever os métodos de cálculo, é preciso primeiro entender o fenômeno físico envolvido. Os resultados de provas de carga e ensaios em modelos têm mostrado que, quando a sapata é superficial, se produz uma ruptura generalizada e a superfície de ruptura atinge o nível do terreno natural, tal como se observa na Figura 2.2.

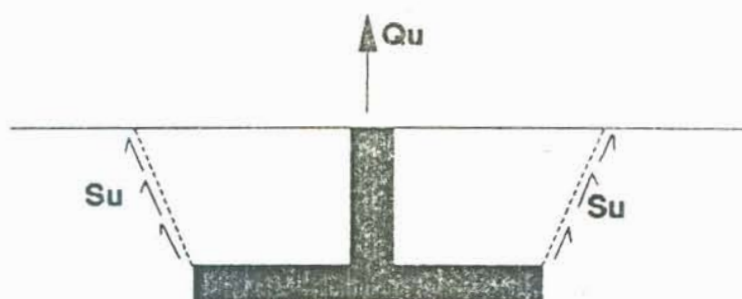


Figura 2.2. Ruptura geral em solicitação a tração.

A Figura 2.3 mostra que, quando o embutimento da sapata aumenta, produz-se uma ruptura localizada.

A profundidade onde se produz a transição entre ruptura generalizada e ruptura localizada tem sido denominada

profundidade crítica.

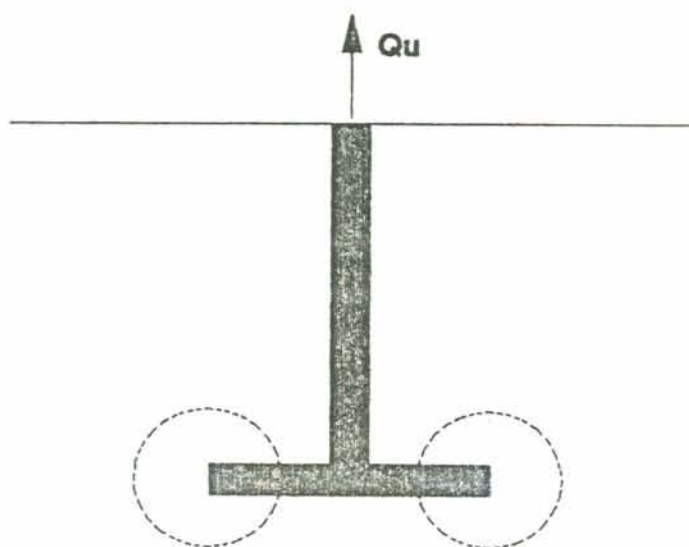


Figura 2.3. Ruptura localizada em solicitação a tração.

2.4.1.1. MÉTODO DO TRONCO DE CONE

Este método estabelece que a capacidade de carga de uma fundação, quando está sujeita a tração, é aquela que corresponde ao peso próprio da fundação incrementada do peso de solo contido num tronco de cone de base menor correspondendo a base da fundação, com uma geratriz formando um ângulo α_c com a vertical; e a base maior consistindo na intersecção da superfície lateral com o nível do terreno, conforme Figura 2.4.

Este método não considera nenhuma parcela de resistência devida a tensões de corte mobilizadas ao longo da superfície de ruptura, sendo toda a capacidade de carga atribuída apenas a parcelas de pesos.

É preciso mencionar, tanto neste método como nos outros que serão apresentados, que como os locais de depósitos de argila mole são freqüentemente inundados, devem-se calcular os pesos do solo e das sapatas a partir do peso específico

submerso.

PALADINO (1985) considera :

1. Solos moles : α_c entre 10 e 15 graus.
2. Solos compactos : α_c entre 20 e 25 graus.

No presente trabalho adotou-se um valor de α_c de 12.5 graus.

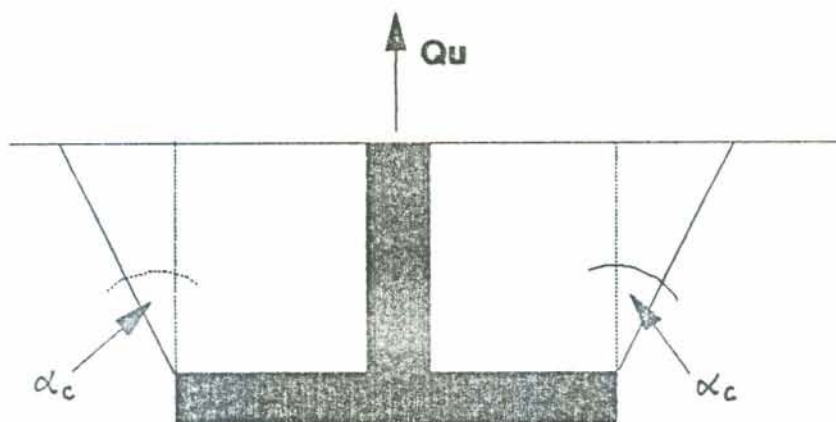


Figura 2.4. Método do Tronco de Cone.

É preciso alertar, segundo estudos anteriores, que este método dá em geral valores conservadores para fundações superficiais e valores não conservadores quando o embutimento da fundação é maior.

2.4.1.2. MÉTODO PROPOSTO POR DAS (1980)

O autor, baseado em ensaios com modelos de laboratório em fundações retangulares em argilas saturadas e em resultados obtidos por outros pesquisadores, estabeleceu um procedimento geral para estimar a capacidade de carga última a tração.

Utiliza uma curva de parâmetros denominados α - β ,

obtida de resultados experimentais, a qual parece ser uma curva única, sem depender da resistência não drenada nem da geometria da fundação.

O método não considera a força de sucção que se desenvolve embaixo das fundações apoiadas em argilas moles geradas pela repentina aplicação de forças de tração.

A capacidade de carga do solo se expressa como

$$Q_0 = B * L * (Su * F_c + \gamma_{\text{solo}} * H) \dots\dots\dots(1)$$

onde, segundo Figura 2.5

B : largura da fundação

H : profundidade de embutimento

L : comprimento da fundação

Su : resistência não drenada

Fc : fator de capacidade de carga

γ_{solo} : peso específico aparente do solo.

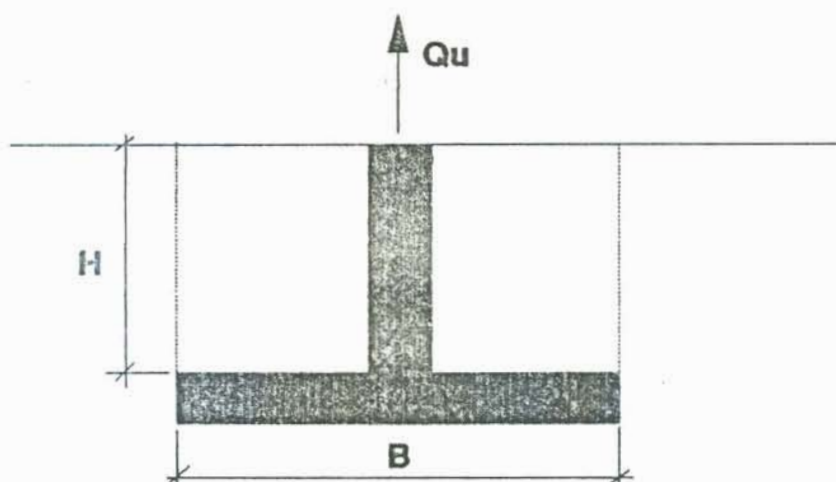


Figura 2.5. Método proposto por DAS (1980).

De (1) se deduz que :

$$F_c = \frac{1}{Su} * \left(\frac{Q_0}{B * L} - \gamma_{\text{solo}} * H \right)$$

Os resultados têm demonstrado que, quando a sapata é

superficial, a superfície de ruptura intercepta o nível de terreno natural. A maiores profundidades de embutimento se produz uma ruptura localizada. A transição se dá na profundidade denominada crítica. O fator de capacidade de carga aumenta quando aumenta a relação de embutimento (H/B) até um valor crítico chamado relação de embutimento crítica, (H/B)_{cr}, depois da qual F_c permanece constante. Nas Figuras 2.6 e 2.7, observam-se os resultados de ensaios. É importante indicar que as curvas têm formas semelhantes, mas o valor de F_c muda quando se altera a resistência não drenada ou a geometria da fundação. Na Figura 2.7, as distintas curvas correspondem a ensaios feitos por outros pesquisadores com valores diferentes de resistência não drenada. As referências são citadas por DAS (1980) e estão indicadas na Tabela 2.1.

Curva	Su (KN/m ²)	Referência
a	5.18	ALI (1968)
b	6.9	KUPFERMAN (1971)
c	10.35 - 13.80	ADAMS&HAYES (1967)
d	53.17	BHATNAGAR (1969)
e	96.6 - 172.5	ADAMS&HAYES (1967)

Tabela 2.2. Resistências não drenadas das curvas da Figura 2.7, citadas por DAS (1980).

Como conseqüência da discussão anterior, a relação de embutimento crítica depende tanto da resistência não drenada como da geometria. Para fundações circulares ou quadradas :

$$\left(\frac{H}{B}\right)_{cr(S)} = 0.107 * Su + 2.5 < 7 \quad \dots\dots\dots (2)$$

com Su em KN/m²

Para fundações retangulares :

$$\left(\frac{H}{B}\right)_{cr(R)} = \left(\frac{H}{B}\right)_{cr(S)} * \left[0.73 + 0.27 * \left(\frac{L}{B}\right)\right] \quad \dots\dots\dots (3)$$

com um máximo de $1.55 * \left(\frac{H}{B} \right)_{cr(s)}$

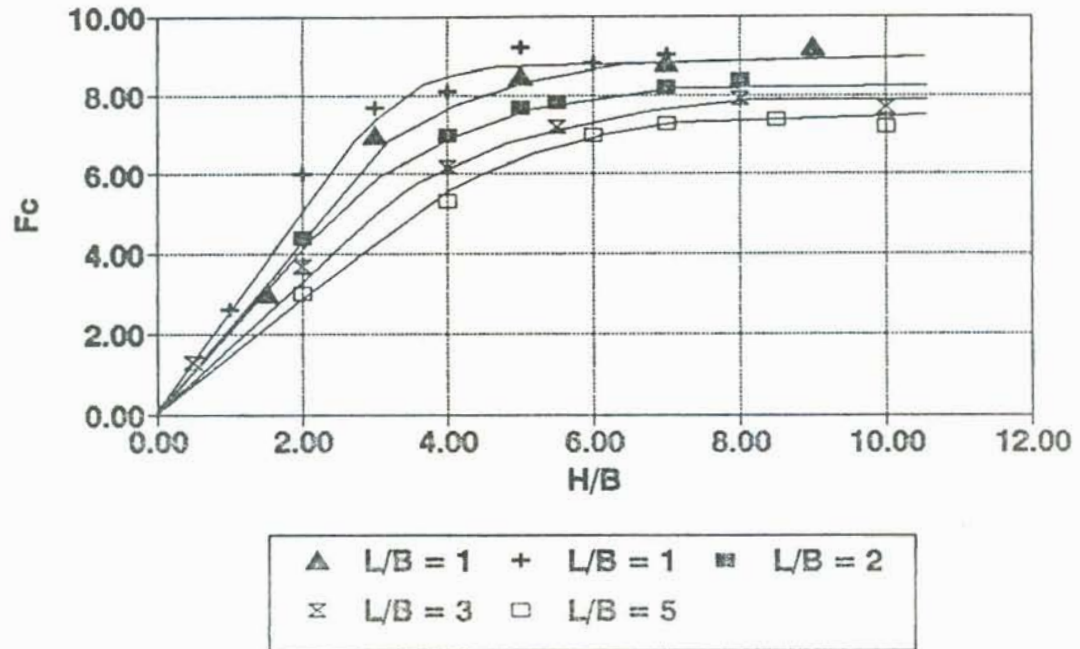


Figura 2.6. Ensaio a tração. DAS (1980).

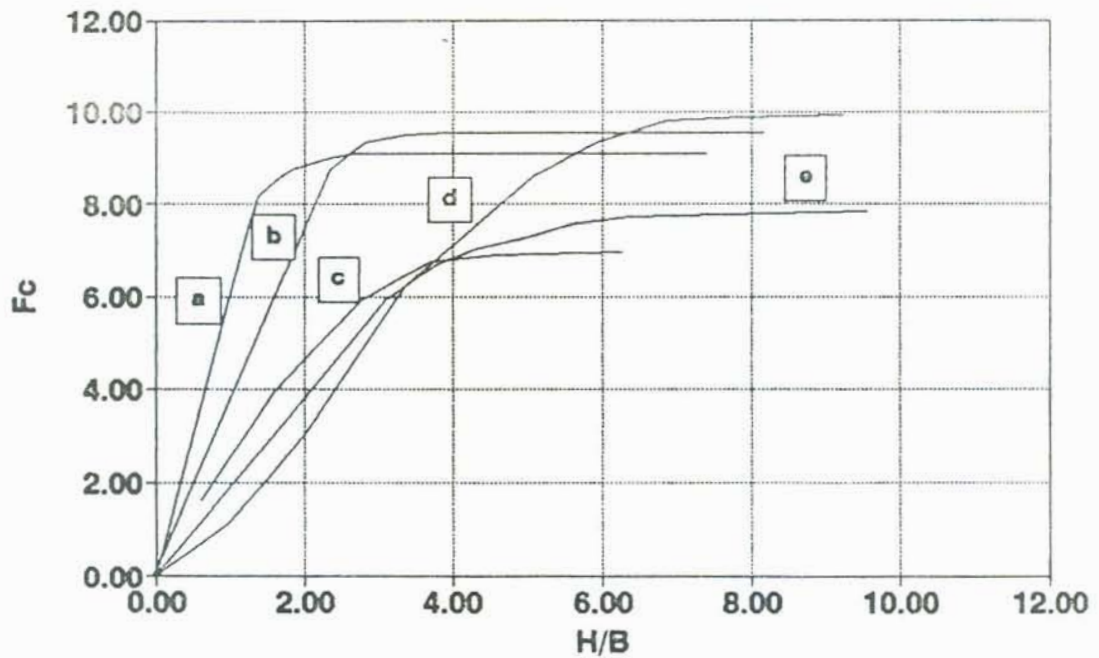


Figura 2.7. Ensaio a tração de outros pesquisadores, segundo DAS (1980).

O autor estabeleceu dois parâmetros

$$\alpha = \frac{\left(\frac{H}{B}\right)}{\left(\frac{H}{B}\right)_{cr}} \dots\dots\dots(4)$$

$$\beta = \frac{F_c}{F_c^*}$$

onde :

$\left(\frac{H}{B}\right)$: relação de embutimento real da fundação.

$\left(\frac{H}{B}\right)_{cr}$: relação de embutimento crítica calculada segundo
(2) ou (3)

F_c : fator de capacidade de carga da fundação analisada.

F_c^* : fator de capacidade de carga correspondente à relação de embutimento crítica.

Quando se representam os resultados de ensaios em função de α e β , a curva parece ser única como se observa na Figura 2.8. O autor graficou na Figura 2.9 os resultados obtidos por outros pesquisadores para várias resistências não drenadas, e se observa boa coincidência.

Para o cálculo da capacidade de carga a tração, o procedimento é o seguinte :

1. Determinar o valor representativo de S_u (KN/m²).
2. Determinar a relação de embutimento crítica, usando a equação(2) para fundações circulares ou quadradas e a equação (2) e (3) para fundações retangulares.

3. Determinar F_c^* :

$$F_c^* = 9 \text{ para fundações circular e quadrada;}$$

ou

$$F_c' = 7.56 + 1.44 * \left(\frac{B}{L}\right) \quad \text{para fundação retangular.}$$

4. Se $\left(\frac{H}{B}\right) > \left(\frac{H}{B}\right)_{cr}$ --> Fundação Profunda

$$Q_0 = B * L * (F_c' * S_u + \gamma_{solo} * H)$$

5. Se $\left(\frac{H}{B}\right) < \left(\frac{H}{B}\right)_{cr}$ --> Fundação Superficial,

Determinar :

α de equação (4).

Com este valor, entrar na Figura 2.8 e determinar β .

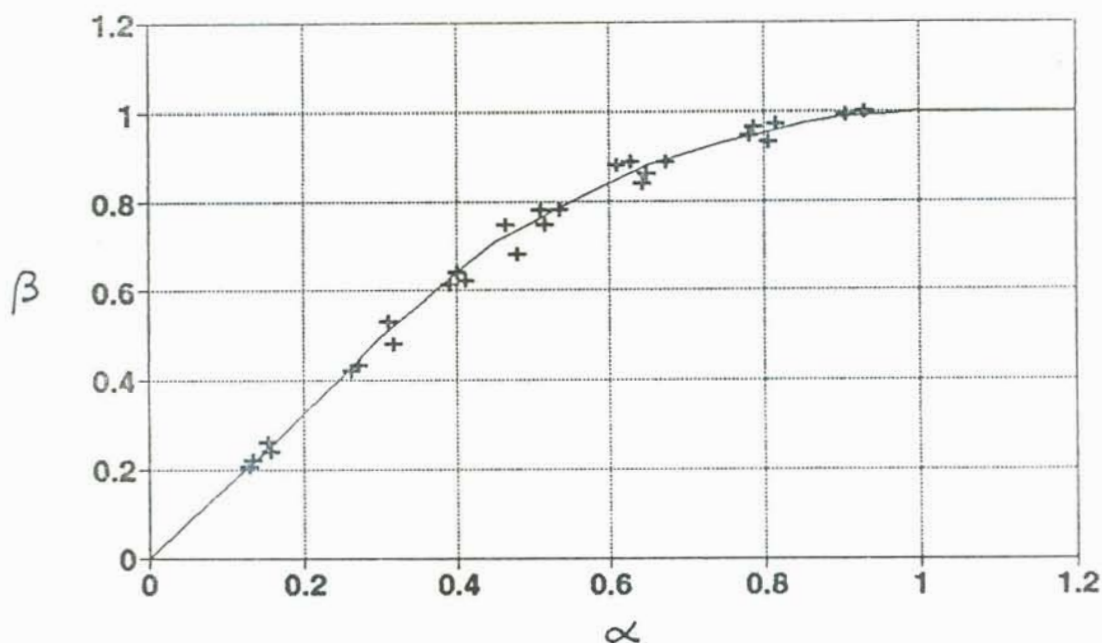


Figura 2.8. Gráfico $\alpha - \beta$ de ensaios de DAS (1980).

Calcular :

$$F_c = \beta * F_c'$$

$$\rightarrow Q_0 = B * L * (F_c * S_u + \gamma_{solo} * H)$$

6. A capacidade de carga última é :

$$Q_u = Q_o + W_f$$

onde W_f é o peso próprio da fundação.

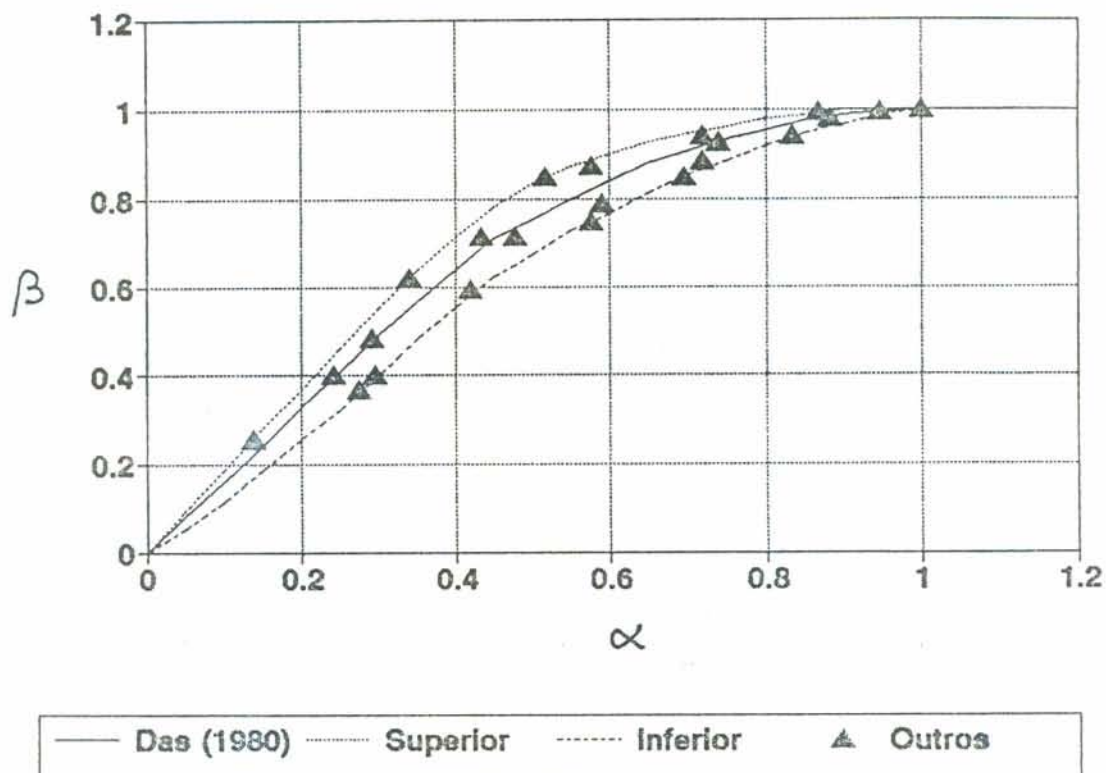


Figura 2.9. Comparação com resultados de outros pesquisadores, segundo DAS (1980).

2.4.1.3. MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE GRENOBLE

O método está fundamentado tanto em bases teóricas como em resultados de ensaios efetuados em modelos e em protótipos. Sua aplicação, que começa a ser ampliada, tem dado resultados satisfatórios na prática. DANZINGER & PEREIRA PINTO (1979) apresentam o método com alguns exemplos numéricos, citando as referências originais do mesmo que correspondem a MARTIN e BIAREZ & BARRAUD.

Este método apresenta opções de cálculo para diversos tipos de fundações para linhas de transmissão, como grelhas, placas, sapatas e tubulões.

Para sapatas, o método estabelece dois tipos de solos :

CATEGORIA 1 : Solos fracos, argilosos, com elevado grau de saturação.

CATEGORIA 2 : Solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação.

No caso que tentamos analisar, corresponde a sapatas em solos de CATEGORIA 1.

Aqui, novamente, surge o conceito de profundidade crítica. A mesma foi estimada a partir de ensaios, segundo Figura 2.10, como

$$H_c = 5 * \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} \right)$$

B : largura ou raio da sapata.

b : largura ou raio do fuste.

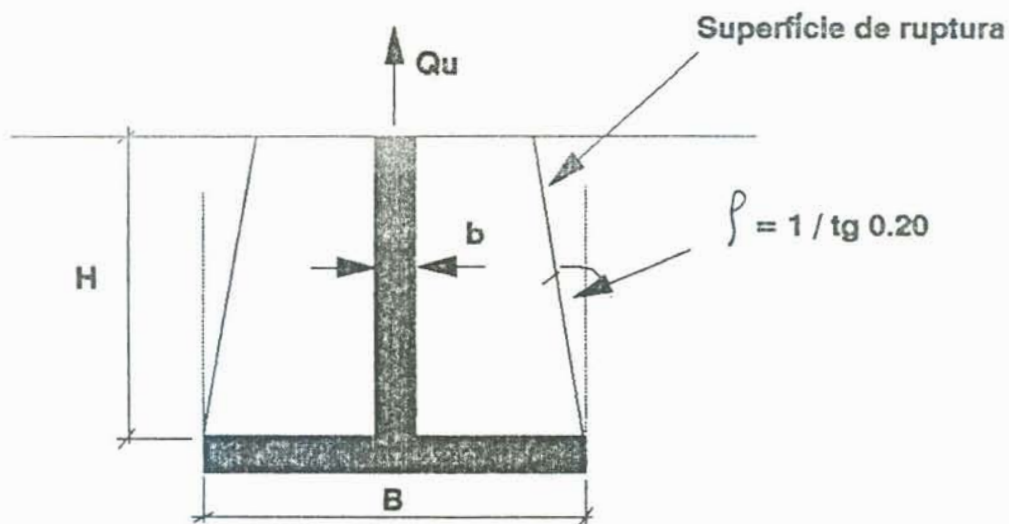


Figura 2.10. Superfície de ruptura para sapatas em solos fracos no Método de Grenoble.

Devido à baixa capacidade de carga dos depósitos de argila mole com lençol freático próximo à superfície, que

dificulta um embutimento elevado, as sapatas para linhas de transmissão dificilmente superam a profundidade crítica. Neste trabalho, será detalhado unicamente o procedimento para obter a capacidade de carga a tração em argilas moles de comportamento não drenado (condição ϕ igual a zero) que corresponde à CATEGORIA 1 e para o caso em que a profundidade da fundação é menor que a profundidade crítica.

1. Calcula-se o raio equivalente

$$Re = \frac{\text{Perímetro da Sapata (m)}}{8}$$

2. Calcula-se a relação

$$\frac{H}{Re}$$

3. Com esta relação, obtém-se o coeficiente M_c para a condição $\phi = 0$ da Tabela 2.3.

H/Re	M_c	H/Re	M_c
0.00	0.87	2.60	0.64
0.20	0.85	2.80	0.63
0.40	0.83	3.00	0.61
0.60	0.82	3.20	0.59
0.80	0.80	3.40	0.57
1.00	0.78	3.60	0.56
1.20	0.76	3.80	0.54
1.40	0.75	4.00	0.52
1.60	0.73	4.20	0.51
1.80	0.71	4.40	0.49
2.00	0.70	4.60	0.47
2.20	0.68	4.80	0.45
2.40	0.66	5.00	0.44

Tabela 2.3. Coeficiente M_c para ângulo de atrito igual a zero. Método de Grenoble.

4. A capacidade de carga última é

$$Q_u = \text{Perímetro} * H * S_u * M_c + P_s + W_f$$

P_s : peso de solo superior à sapata

W_f : peso próprio da fundação

2.4.1.4. MÉTODO DE ROWE & DAVIS (1982)

O método é baseado na utilização do Método dos Elementos Finitos e aferido através da comparação dos resultados obtidos pela aplicação do método, com testes em modelos reduzidos realizados pelos autores, além de outros disponíveis na literatura, tendo sido encontrada uma satisfatória concordância.

O estudo foi realizado através da análise elasto-plástica, tendo sido assumido para o solo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. As fundações foram assumidas como de comprimento muito maior que a largura (estado plano de deformação).

A pressão média aplicada, necessária para causar a ruptura de placas de ancoragem, com coesão S_u e ângulo de atrito nulo é expressa por

$$q_u = S_u * F'_c$$

onde,

q_u : pressão máxima de ruptura

F'_c : o menor dos seguintes valores

$$F'_c = F_c + \frac{q_h}{S_u}$$

$$F'_c = F_c^*$$

sendo,

q_h : pressão vertical do solo na profundidade de embutimento da placa .

F_c : fator de capacidade de carga correspondente ao caso onde não é permitida tração entre a placa e o solo subjacente. Nestas condições, haverá um descolamento imediato do solo detrás da placa tão logo a carga seja aplicada.

F_{c^*} : fator de capacidade de carga para placa onde não ocorre descolamento entre a placa e o solo. Esta situação ocorre se a interface puder sustentar tensões de tração devidas à sucção ou adesão.

Os autores indicam a adoção, na prática, da carga de ruptura como sendo a que produz um deslocamento 4 vezes maior do que ocorreria se o solo tivesse permanecido elástico. Esta carga é denominada como carga "k4" de ruptura.

Os fatores adimensionais de capacidade de carga F_c e F_{c^*} são mostrados na Figura 2.11.

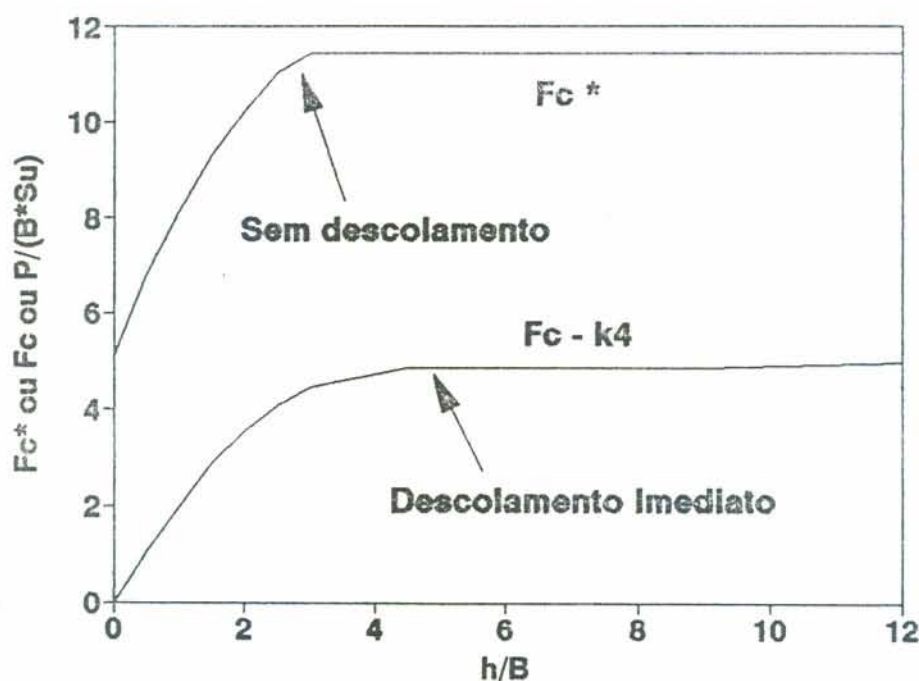


Figura 2.11. Fatores de capacidade de carga, segundo ROWE & DAVIS (1982).

Os autores alertam porém que, devido ao efeito da redistribuição de tensões após o descolamento e da incerteza do real valor da adesão ou sucção mobilizada, deve-se tomar particular cuidado ao projetar ancoragens com a consideração da mesma. É por isto que, no presente trabalho, não se considera esta parcela de resistência na estimativa da capacidade de

carga a tração.

É preciso mencionar que, ao valor da carga de ruptura calculado, se deve adicionar o peso da fundação.

Os autores também apresentam uma metodologia para estimar a curva tensão - deformação. Existem soluções que permitem estimar deslocamentos, utilizando a teoria da elasticidade. Porém, quando se aplica um fator de segurança entre 2 e 3, pode acontecer plastificação local o que incrementará os deslocamentos.

Segundo a teoria da elasticidade,

$$\delta_{\text{elástico}} = \frac{q * B}{Eu} * M_{hB} * RB$$

onde :

q : pressão aplicada

B : largura da fundação

Eu : Módulo de Young Não Drenado

O coeficiente M_{hB} considera uma adesão completa entre a base da placa e o solo de embaixo, isto é, não há descolamento. Obtém-se da Figura 2.12.

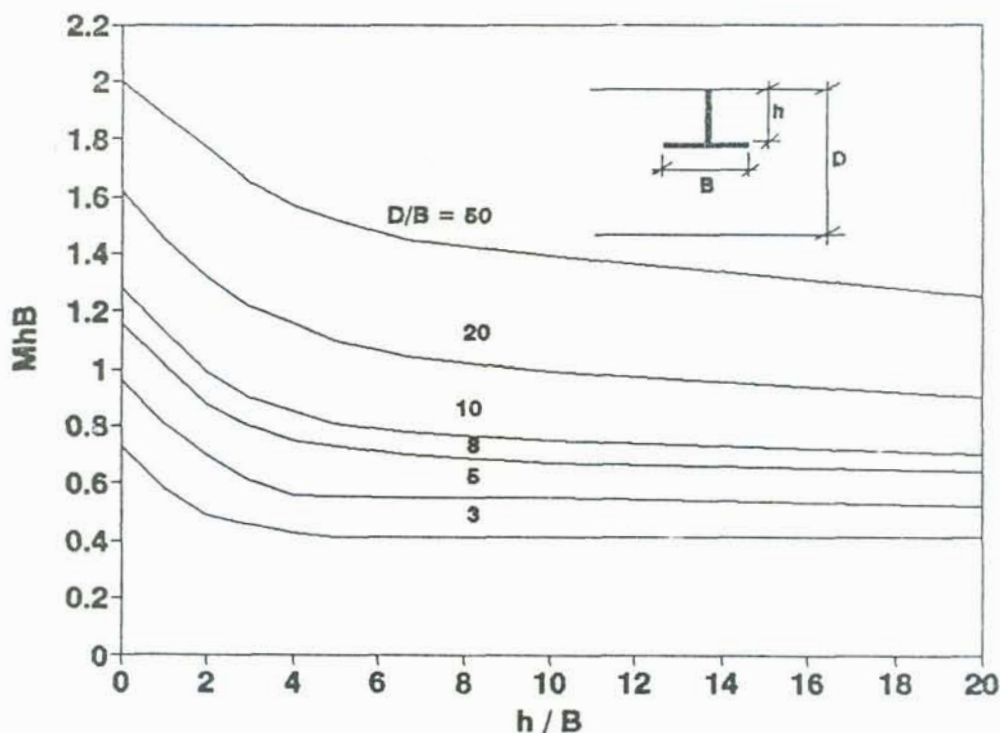


Figura 2.12. Fator M_{hB} para adesão completa. ROWE&DAVIS (1980).

Para considerar um descolamento imediato à aplicação da carga, é preciso aplicar o coeficiente RB obtido da Figura 2.13.

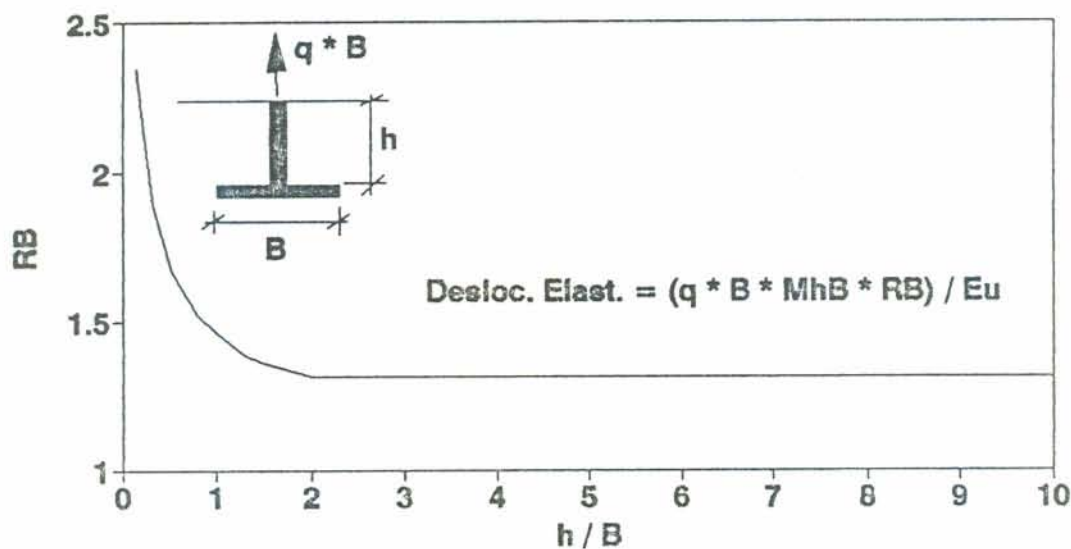


Figura 2.13. Fator de correção RB para deslocamento imediato, segundo ROWE&DAVIS (1982).

Segundo os autores, os efeitos da plastificação local são de grande importância para o caso de descolamento imediato. Neste caso, a Figura 2.14 mostra o incremento de deslocamento devido a plastificação local. O gráfico indica que, para um fator de segurança de 3, o deslocamento pode ser incrementado até 20 % .

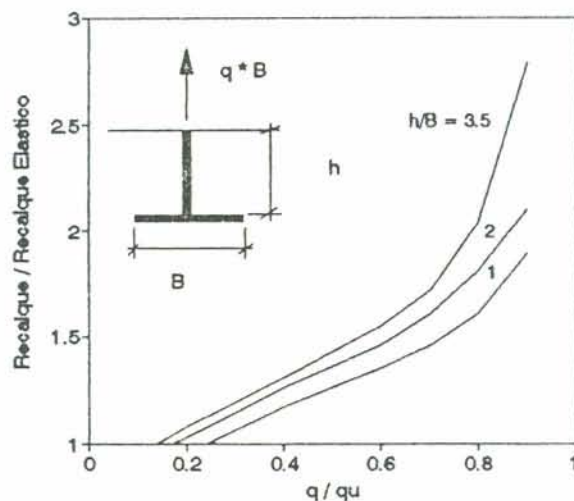


Figura 2.14. Incremento de deslocamentos devido à plastificação local, segundo ROWE&DAVIS (1982).

2.4.2. MÉTODO DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA A COMPRESSÃO

Aparentemente, a solicitação mais desfavorável é a tração. Porém, é conveniente a verificação da capacidade de carga a compressão e a verificação de recalques.

A capacidade de carga a compressão, para sapatas superficiais e em solos argilosos moles com condição $\phi = 0$, tem sido muito estudada. Assim, não deu-se muita ênfase a este tema, apresentando-se a solução proposta por SKEMPTON (1951) para o cálculo da capacidade da carga :

$$q_u = N_c * S_u + \gamma_{\text{solo}} * D$$

S_u : resistência não drenada

γ_{solo} : peso específico aparente natural

D : profundidade da fundação

N_c : fator de capacidade de carga obtido da Figura 2.15.

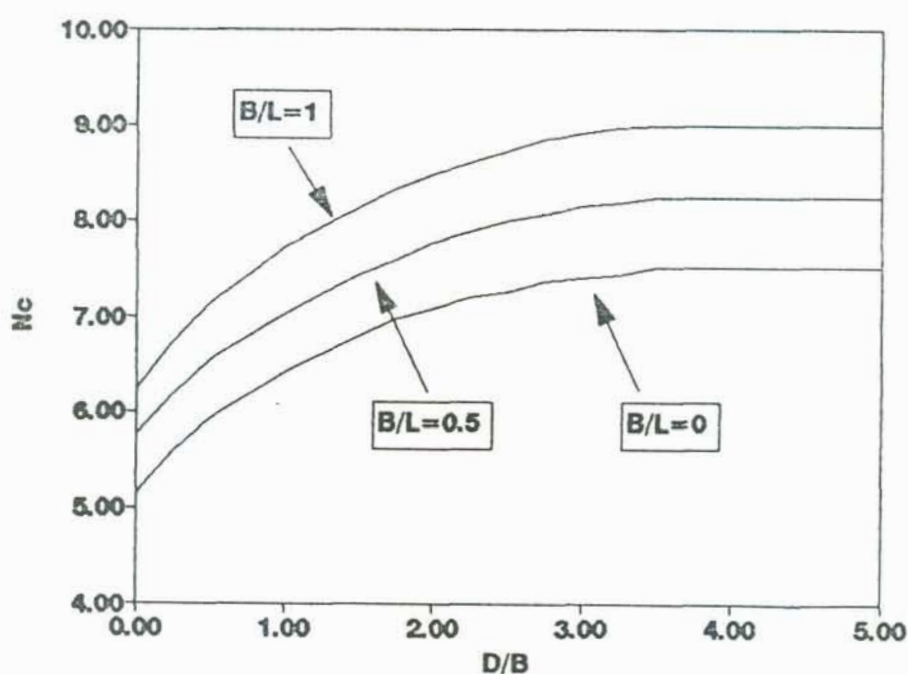


Figura 2.15. Fator de capacidade de carga para análises não drenadas, segundo SKEMPTON (1951).

Geralmente, a resistência não drenada varia com a profundidade. Nestes casos, SIMONS & MENZIES (1977) sugerem adotar o valor de S_u a uma profundidade de 2/3 da largura da sapata embaixo da fundação.

2.4.3. MÉTODO DE ESTIMATIVA DE RECALQUES

O recalque total de uma estrutura sobre argila mole tem três componentes :

- * O recalque não drenado, ou **recalque imediato**, que está associado a deformações elásticas cisalhantes a volume constante, gerado no momento da aplicação da carga sobre o solo.
- * O **recalque por adensamento primário**, que em geral corresponde à maior parte do recalque total, estando associado à dissipação do excesso de poropressão.
- * O **recalque por adensamento secundário**, que continua logo da dissipação da poropressão. Segundo LAMBE (1979), deve haver realmente um pequeno excesso de poropressão para que a água saia do solo. Porém seu valor é muito pequeno para ser medido.

2.4.3.1. RECALQUES IMEDIATOS

O problema é calculado com a teoria da elasticidade. Provavelmente, os gráficos mais práticos para seu cálculo foram apresentados por JANBU, BJERRUM & KJAERNSLI, citados por SIMONS & MENZIES (1977), e são mostrados na Figura 2.16. O Recalque Imediato resulta da expressão

$$\delta_{\text{imediato}} = \mu_0 * \mu_1 * \frac{q * B}{E}$$

q : pressão aplicada

B : largura da fundação

μ_0 e μ_1 : fatores de influência obtidos da Figura 2.16

E : Módulo de Young não drenado (E_u) determinado através de ensaios triaxiais de compressão não drenados (CU). Quando não se conta com estes ensaios, é possível estimar E_u a partir da correlação de DUNCAN & BUCHIGNANI (1976). A mesma está graficada na Figura 2.17. No caso do local estudado no presente trabalho, esta correlação concorda bem com os resultados obtidos por DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

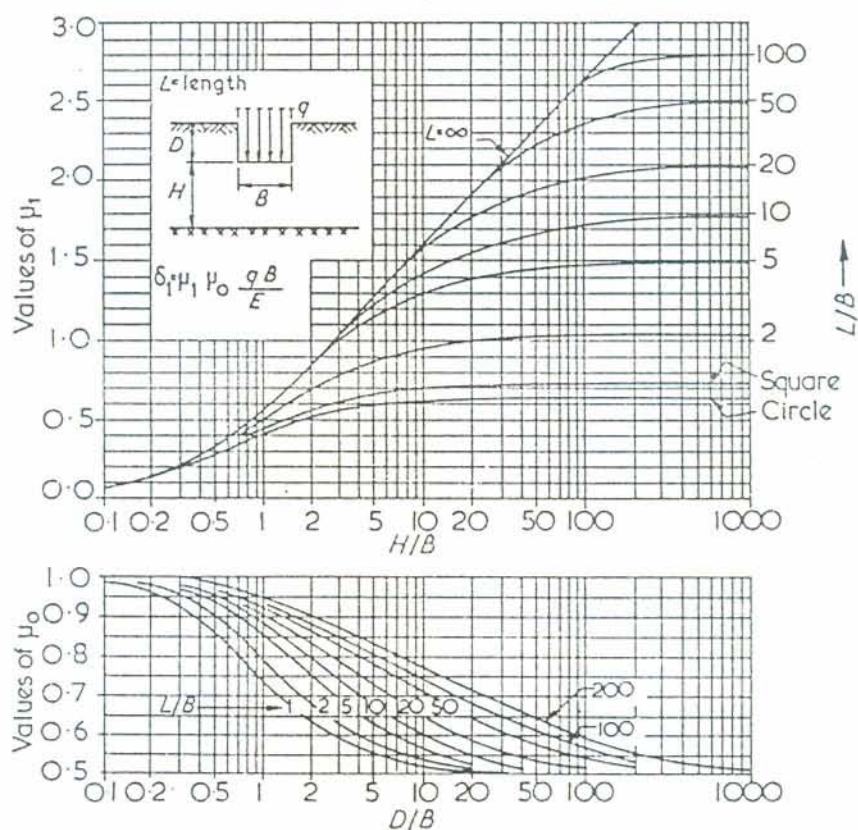


Figura 2.16. Fatores μ_0 e μ_1 para o cálculo de recalques imediatos em argila homogênea, isotrópica e saturada, segundo JANBU, BJERRUM & KJAERNSLI.

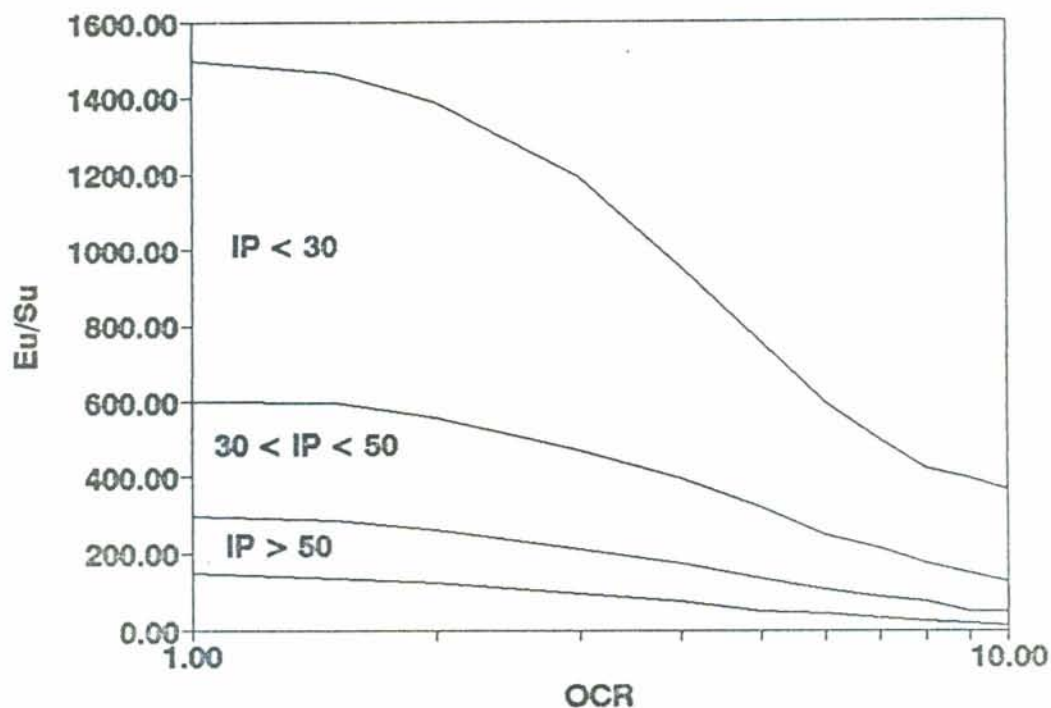


Figura 2.17. Módulo não drenado (E_u), segundo DUNCAN & BUCHIGNANI.

2.4.3.2. RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO

Este recalque está associado à expulsão de água dos vazios de solo. Devido à baixa permeabilidade que apresentam as argilas moles, o mesmo se dá a longo prazo.

Baseando-se na curva de compressibilidade obtida em ensaios de adensamento, calcula-se o recalque por adensamento unidimensional. Uma curva idealizada do ensaio apresenta-se na Figura 2.18.

O Recalque por adensamento unidimensional calcula-se dividindo o depósito de solo em subcamadas; no meio de cada uma delas, estima-se o incremento de pressão gerada pela sobrecarga e, partindo da Figura 2.18, calcula-se a redução (Δe) da relação de vazios ao passar da condição de pressão geostática ($\sigma_v'0$) àquela que resulta da soma da pressão geostática mais o

incremento de pressão. Logo, o recalque unidimensional por adensamento primário resulta de :

$$\delta_{\text{unidimensional}} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} * \Delta H$$

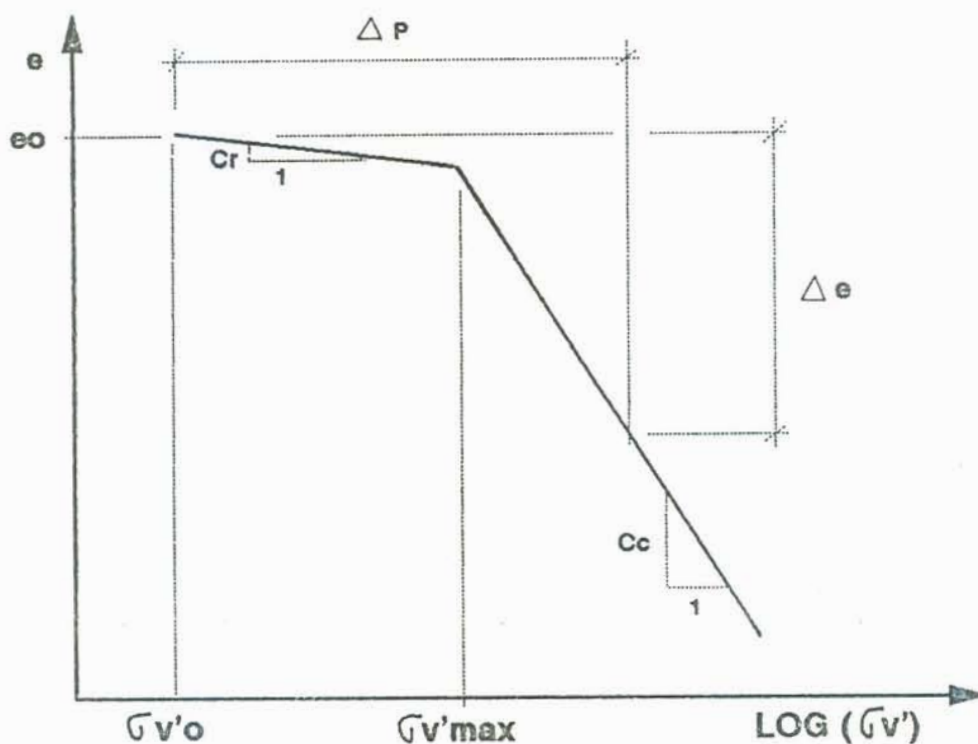


Figura 2.18. Curva idealizada de ensaios de adensamento.

Os símbolos da Figura 2.18 são :

C_c : índice de compressão

C_r : índice de recarregamento

ΔH : espessura da subcamada

e_0 : índice de vazios inicial médio da subcamada

$\sigma'_{v\text{max}}$: pressão de pré-adensamento no meio da subcamada

σ'_{v0} : pressão geostática vertical efetiva no meio da subcamada

ΔP : acréscimo de pressão devido a carregamento vertical no meio da subcamada

A determinação de cada um destes parâmetros pode se-obter da seguinte maneira :

a. Índice de vazios (eo) :

Para determinar o índice de vazios do solo pode-se empregar o perfil de umidade natural e considerar também que a argila se encontra saturada, o que leva a

$$e_o = \frac{W_{nat} * G_s}{100}$$

Sendo W_{nat} a umidade natural do solo e G_s a gravidade específica que, para depósitos argilosos, varia entre 2.50 e 2.70.

b. Coeficiente de Compressibilidade (Cc) :

A melhor maneira de determina-lo é a partir de ensaios de adensamento. Porém, poucas vezes se realizam para projetar fundações de linhas de transmissão pelo tempo que demandam, pelo custo ou pela dificuldade de amostragem, entre outros.

Numerosos pesquisadores correlacionaram C_c com a umidade natural ou com os limites de Atterberg. Neste trabalho aplicou-se tais correlações em argilas brasileiras a partir de dados da argila de Sarapuí, de argilas da Baixada Fluminense, referidas por ARAGÃO (1975), de argilas da Baixada Santista, apresentadas por SAMARA et.al(1982), e da argila do local de estudo desta pesquisa.

As conclusões obtidas são similares às indicadas por SAMARA et.al (1982) de que nenhuma correlação entre C_c e os limites de Atterberg foi verificada, apresentando estas tentativas dispersões exageradas.

Porém observou-se uma certa tendência onde as amostras mais compressíveis eram aquelas que apresentavam menor densidade relativa, fato evidenciado na Figura 2.19 onde se graficou C_c com $(1+e_o)$. Esta conclusão é similar à indicada por

SAMARA et.al (1982) e na mesma figura se indicam as retas de máximas e mínimas por eles obtidas.

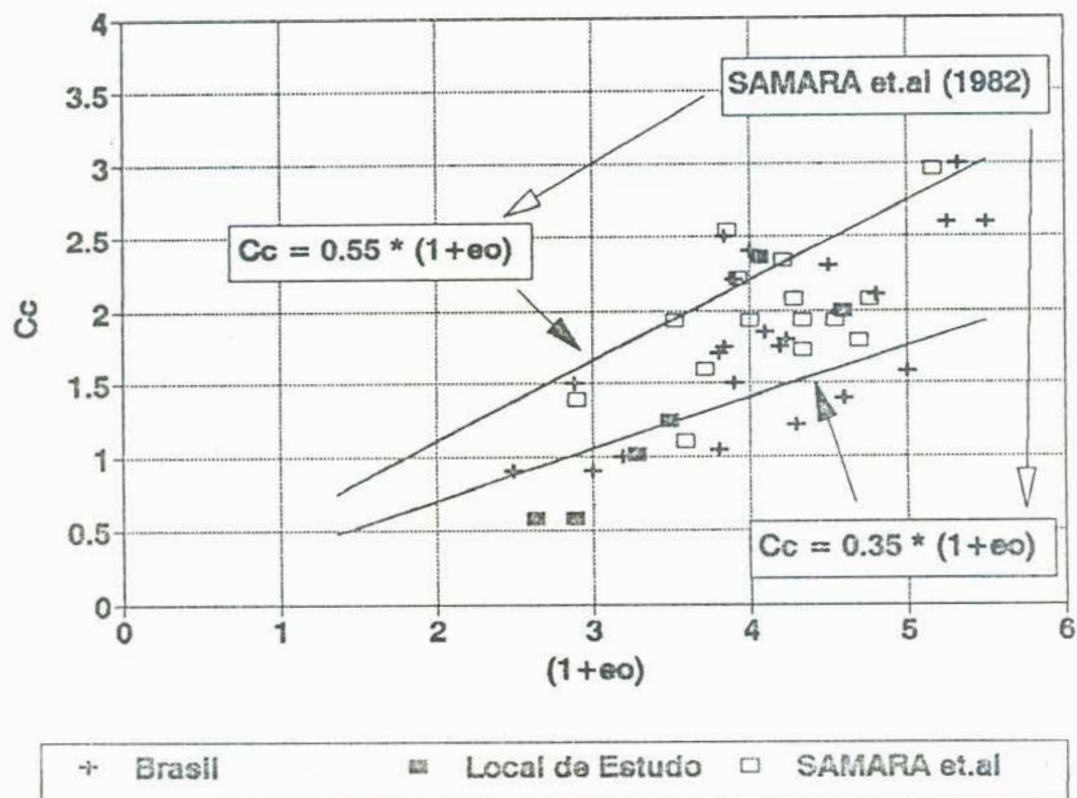


Figura 2.19. Correlação de C_c vs. $(1+e_o)$.

Chama-se a atenção a dispersão que apresentam os valores de C_c , mesmo nesta figura, indicando que ela pode ser usada só para ter uma ordem de grandeza aproximada, sendo recomendado, sempre que for possível, a execução de ensaios de adensamento.

a. Índice de recarregamento (C_r) :

O índice de recarregamento é considerado geralmente paralelo ao índice de expansão medido no ensaio de adensamento. Para fins práticos pode-se adotar um valor de C_r da ordem de 10 a 20 % do valor do coeficiente de compressibilidade C_c .

d. Pressão de pré-adensamento (σ_v' max) :

A pressão de pré-adensamento é a pressão a partir da qual o solo muda seu comportamento, tornando-se muito mais compressível, como pode-se observar na Figura 2.18. A melhor maneira de obtê-la é através de ensaios de adensamento. BJERRUM (1967) sugere que os recalques manter-se-ão dentro de limites toleráveis se o incremento de pressão aplicado por uma estrutura, somado à pressão geostática vertical, não superar o valor da pressão de pré-adensamento.

O quociente entre a pressão de pré-adensamento e a pressão geostática vertical efetiva tem sido denominado razão de pré-adensamento ou OCR (over consolidation ratio).

Conhecer o OCR implica conhecer a pressão de pré-adensamento e vice-versa. Devido à importância que este parâmetro tem para controlar recalques em depósitos de argila mole, o mesmo deveria ser estimado quando se pretende analisar uma fundação superficial neste tipo de solo.

Lamentavelmente, poucas vezes contam-se com ensaios de adensamento para projetar linhas de transmissão em argilas moles. Tentou-se, assim, estabelecer um método, que será descrito no capítulo sete, para estimar OCR (σ_v' max) em função do perfil de resistência não drenada.

2.4.3.3. RECALQUES POR ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

Os fundamentos teóricos do cálculo dos recalques por adensamento secundários ainda são objeto de estudo no meio acadêmico. Os fatores que influenciam no mesmo são muito variados e, em geral, calcula-se mediante procedimentos empíricos, utilizando-se a expressão

$$\delta_{\text{adens. secundario}} = \frac{H}{(1 + e_0)} * C_a * \log (t_v)$$

onde :

H : espessura da camada

eo : índice de vazio médio da camada

tv : tempo de vida da obra em dias

Ca : índice de compressão secundária, obtido de ensaios de adensamento. De não contar com este tipo de ensaio, Ca pode ser estimado, segundo SIMONS & MENZIES (1977), em função do conteúdo de umidade do depósito :

$$Ca = 0.00018 * Wnat(\%)$$

2.4.4. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

As teorias comentadas até aqui foram formuladas para solucionar um fenômeno físico em particular, seja tração, compressão, recalques, etc.

Outra maneira de analisar o comportamento tensão-deformação de uma fundação é mediante a aplicação dos métodos numéricos.

Os métodos numéricos são técnicas desenvolvidas para a solução de sistemas de equações diferenciais que traduzem o comportamento tensão-deformação do solo, submetido a tensões iniciais e condições de contorno. Em particular, o método de elementos finitos consiste em dividir o domínio do problema num número finito de subdomínios (elementos) e, mediante uma técnica apropriada, calcular as tensões e deformações nos mesmos.

O método de elementos finitos permite obter, entre outras coisas, uma curva carga - deslocamento do solo, a qual é prática para definir a carga admissível. Também é possível simular condições variadas de cargas e geometria.

O modelo de solo que se utiliza expressa as equações constitutivas que traduzem o comportamento tensão-deformação do solo. Vários modelos encontram-se na literatura, tais como modelos elásticos, modelos elásticos perfeitamente plásticos e modelos elastoplásticos. As formulações são baseadas em conceitos clássicos da mecânica dos meios contínuos, como a teoria da elasticidade e da plasticidade.

SCHOFIELD & WROTH (1968) apresentam a Teoria de Estado Crítico a qual permite compreender de uma maneira mais racional o comportamento do solo. O modelo Cam Clay Modificado é uma adaptação da teoria de estado crítico, que permite o emprego do método de elementos finitos, sendo apresentada por ZIENKIEWICZ & NAYLOR (1971).

No presente trabalho, utilizou-se o programa CRISP90, escrito e desenvolvido pelo Departamento de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge. A primeira versão surgiu em 1975 e foi utilizada e melhorada por numerosos pesquisadores. A versão atual conta com modelos elásticos, elástico-perfeitamente plástico e elastoplástico como o modelo Cam Clay.

A medida em que aumenta a complexidade do modelo a análise é mais realista, embora aumente o número de parâmetros de solo necessários para a análise e a dificuldade para obtê-los.

O programa vem acompanhado de um manual escrito por BRITTO & GUNN (1990), o qual foi utilizado como principal fonte de consulta para a correta aplicação dos métodos numéricos.

2.4.4.1. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS

MODELO CAM CLAY MODIFICADO

Os parâmetros deste modelo estão apresentados na Figura 2.20 e são os seguintes :

$$* M = \frac{(6 * \sin \phi')}{(3 - \sin \phi')}$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

* ecs : relação de vazios na linha de estado crítico para $p'=1$.
Da Figura 2.20 pode-se deduzir que

$$e_{cs} = e_o + (\lambda - \kappa) * \ln \left(\frac{p'_c}{2} \right) + \kappa * \ln (p'_o)$$

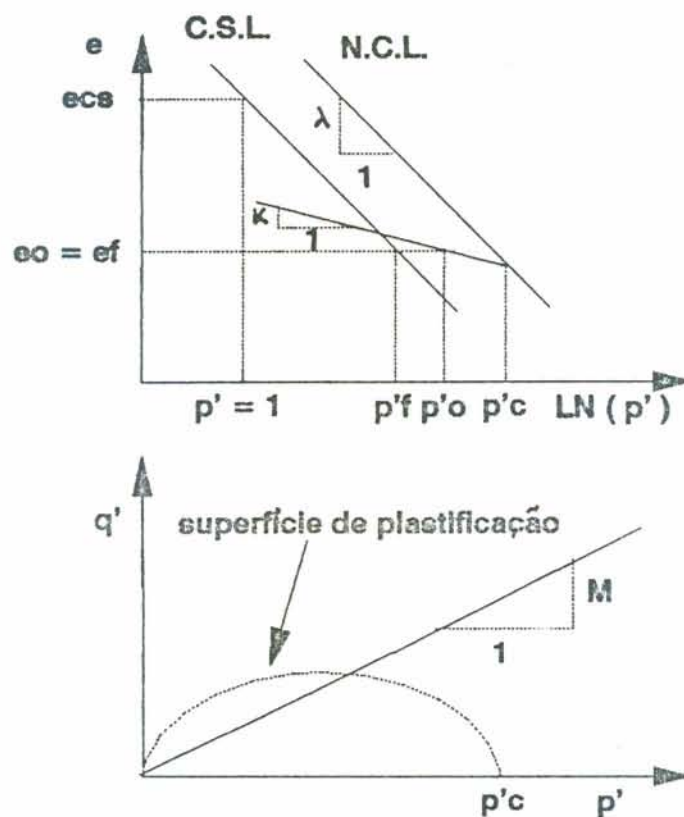


Figura 2.20. Parâmetros do modelo Cam Clay Modificado.

$$* \lambda = \frac{C_c}{2.30}$$

$$* \kappa = \frac{C_r}{2.30}$$

* γ_{solo} : peso específico aparente natural = 14 KN/m³

* K_w : módulo de compressão volumétrico da água

Se K_w é igual a zero, a análise é drenada. Para considerar uma análise não drenada, o manual do programa

aconselha utilizar K_w aproximadamente 300 vezes o módulo de compressão volumétrico do solo (K'). Segundo ZIENKIEWICS & NAYLOR (1971),

$$K' = \frac{(1 + e_0) * p'_o}{\kappa}$$

$$\rightarrow K_w = 300 * K'$$

* Pressão isotrópica de pré-adensamento (p'_c)

Este parâmetro define a posição inicial da superfície de plastificação do modelo (yield surface). O manual do programa CRISP90 explica um procedimento para calcular p'_c baseado em que o pré-adensamento do depósito é devido a uma sobrecarga passada, e considera que p'_c permanece constante independentemente do valor de OCR.

Conhecendo a história de tensões do solo, estabelece-se o perfil de OCR do depósito. Com o valor de OCR, calcula-se a pressão de pré-adensamento :

$$\sigma'_{v \max} = OCR * \sigma'_{v_0}$$

Para aquela condição, assume-se que o solo se encontra normalmente adensado e calcula-se o coeficiente de empuxo lateral em repouso ($K_{o_{NC}}$), segundo a expressão de JAKI (1944) :

$$K_{o_{NC}} = 1 - \text{SIN } \phi'$$

Logo calcula-se a pressão horizontal máxima

$$\sigma'_{h \max} = K_{o_{NC}} * \sigma'_{v \max}$$

No gráfico $p' \times q$, que se apresenta na Figura 2.21, a superfície de plastificação (yield surface) passa por este ponto de máximo carregamento (Ponto A) correspondendo a

$$q_{\max} = \sigma'_{v \max} - \sigma'_{h \max}$$

$$p'_{\max} = \frac{(2 * \sigma'_{h \max} + \sigma'_{v \max})}{3}$$

Para o Modelo Cam Clay Modificado, a expressão da superfície de plastificação é

$$q^2 + M^2 * p'^2 = M^2 * p' * p'_c$$

No ponto A, a equação adota a forma

$$q_{\max}^2 + M^2 * p_{\max}'^2 = M^2 * p_{\max}' * p'_c$$

Isolando p'_c , resulta

$$p'_c = \frac{\left(\frac{q_{\max}}{M}\right)^2}{p_{\max}'} + p_{\max}'$$

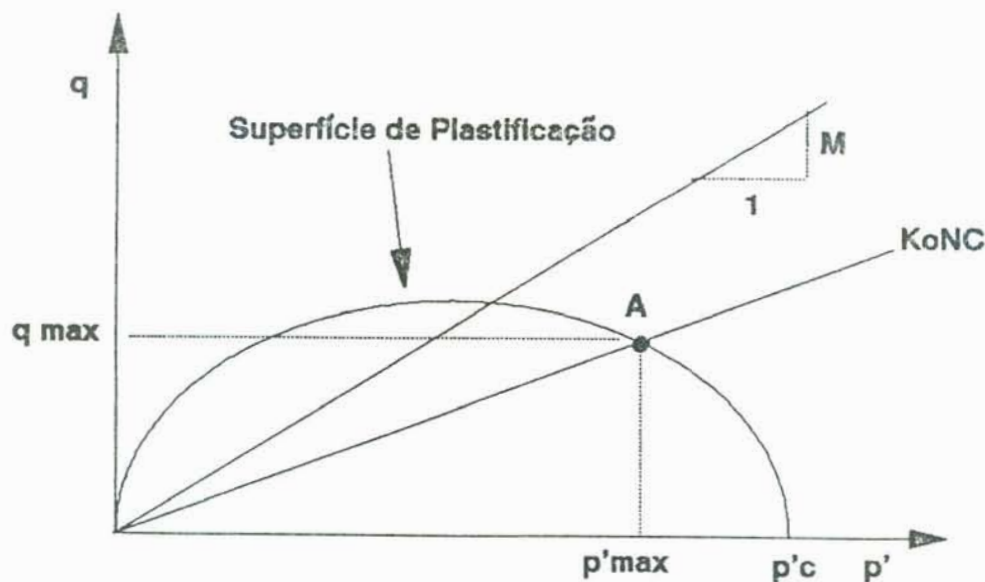


Figura 2.21. Determinação de p'_c segundo o manual do programa CRISP90.

MODELO ELÁSTICO PERFEITAMENTE PLÁSTICO

Este modelo foi utilizado no solo para analisar a capacidade de carga a compressão e a tração, considerando o critério de plastificação de Mohr - Coulomb.

O programa CRISP90 tem implementado este modelo com distintos critérios de plastificação :

1. Von Mises
2. Tresca
3. Drucker-Prager
4. Mohr-Coulomb

Os parâmetros do modelo são os seguintes :

- * Módulo de Young (E) : O programa permite uma variação linear do módulo de Young com a profundidade.
- * Ângulo de atrito interno (ϕ)
- * Coesão (c) : Também aqui se permite variar linearmente a coesão no perfil.

MODELO ELÁSTICO ISOTRÓPICO

Este modelo foi utilizado para modelar a sapata de concreto. Os parâmetros são :

- * Módulo de Young (E)
- * Coeficiente de Poisson (ν)
- * Módulo de Corte (G)

2.4.4.2. DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES IN SITU

É necessário definir as tensões geostáticas efetivas "In Situ" antes de começar a análise. O principal problema é avaliar o coeficiente de empuxo em repouso K_0 que permite o cálculo da tensão efetiva horizontal como

$$\sigma'_{h_0} = K_0 * \sigma'_{v_0}$$

Quando não se conta com ensaios triaxiais com trajetórias K_0 ou ensaios de campo que determinem K_0 , pode-se estimar o mesmo segundo duas aproximações empíricas

1. Proposta por MAYNE (1982) :

$$K_0 = K_{0_{NC}} * OCR^{(\sin \phi')}$$

$$\text{com } K_{0_{NC}} = 1 - \sin \phi' \quad \text{--> JAKI (1944)}$$

2. Proposta por WROTH (1975) :

a. Para $OCR < 5$:

$$K_0 = OCR * K_{0_{NC}} - v' * \frac{OCR - 1}{1 - v'}$$

onde v' é o coeficiente de Poisson drenado.

b. Para $OCR > 5$:

O valor de K_0 surge da seguinte igualdade

$$m * \left[\frac{3 * (1 - K_{0_{NC}})}{(1 + 2 * K_{0_{NC}})} - \frac{3 * (1 - K_0)}{(1 + 2 * K_0)} \right] = \ln \left[OCR * \frac{(1 + 2 * K_{0_{NC}})}{(1 + 2 * K_0)} \right]$$

$$\text{com } m = 0.022875 * IP + 1.22$$

Em nenhum caso o valor de K_0 calculado pode superar o K_p (empuxo passivo)

$$K_p = \frac{1 + \text{SIN } \phi'}{1 - \text{SIN } \phi'}$$

3. METODOLOGIA

A metodologia empregada no presente trabalho adotou o seguinte procedimento :

A escolha do local de estudo na estrada Tabai - Canoas, com subsolo formado por um depósito de argila mole saturada, foi feita porque existiam dados de trabalhos anteriores efetuados por DAVISON DIAS & GEHLING (1986) e porque, no mesmo local, a Companhia Estadual de Energia Elétrica do RS (CEEE) executou, em caráter experimental, a torre N° 437 de 230 KW da linha ITAÚBA - SECI, com fundações superficiais.

Projetou-se o cone manual com leituras elétricas com o objetivo de poder estimar um perfil de resistência não drenada. O projeto foi baseado fundamentalmente no Cone Standard, quanto à velocidade de penetração e área da ponta. Como a aplicação da carga é manual, tentou-se reduzir ao máximo o atrito das hastes. Para isso, empregou-se hastes de 12.7 mm de diâmetro. Também foram projetadas duas pontas diferentes as quais podem ser facilmente intercambiáveis; uma de área similar ao cone standard, com 10 cm², e outra menor com área de 2 cm². O objetivo da ponta de área menor foi o de poder estudar a crosta que, devido a sua resistência, não poderia ser penetrada manualmente com uma ponta de 10 cm². A resistência de ponta é medida em forma local, empregando uma célula de carga com extensômetros elétricos (strain gauges) para evitar os erros de leituras na superfície pelo atrito lateral do solo nas hastes.

O perfil de referência de resistência não drenada, para estabelecer o valor de N_k para este ensaio, foi obtido do estudo realizado por DAVISON DIAS & GEHLING (1986). Os resultados do cone manual foram comparados com ensaios de vane realizados no mesmo local de estudo por SOARES (1994). Para determinar o perfil de resistência não drenada na crosta, empregou-se o critério de LEFEBRE et.al (1987), embora o autor o indique para argilas sensitivas. O objetivo é ficar do lado

da segurança, até que provas de cargas determinem o valor da resistência não drenada realmente mobilizada.

Tentou-se estabelecer um procedimento que permitisse projetar fundações superficiais a partir do conhecimento do perfil de resistência não drenada. Para isto, analisou-se a fundação da torre mencionada anteriormante, considerando as solicitações mais desfavoráveis de tração e compressão fornecidas pela Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE). Por último, fez-se a verificação de recalques considerando as cargas permanentes.

Nos três casos, foram utilizadas as teorias clássicas descritas na revisão bibliográfica e o Método de Elementos Finitos, para o qual descreve-se um capítulo especial sobre os critérios usados na obtenção dos parâmetros nele empregados.

Segundo a referência bibliográfica consultada, a solicitação a tração é a que determina o projeto de fundação para linhas de transmissão. Devido a isto, deu-se especial ênfase a este tipo de esforço, utilizando-se os métodos do tronco do cone, o método proposto por DAS (1980), o método de Grenoble, o método de ROWE & DAVIS (1982) e o método de elementos finitos. Considerou-se diversas dimensões de sapatas com o objetivo de estabelecer se os métodos se desenvolviam de uma maneira similar, ou não, e tentar sugerir algum deles como método de cálculo. É preciso esclarecer, tanto nesta análise como nas seguintes, que o método de elementos finitos foi empregado por contar-se com ensaios triaxiais e de adensamento feitos por DAVISON DIAS & GEHLING (1986), os quais permitiram a obtenção dos parâmetros de solo. Nesta pesquisa, simplesmente se empregou o mesmo como um método a mais de cálculo que tem a vantagem de permitir compreender melhor o fenômeno físico envolvido. Porém, devido que para a utilização do mesmo necessitam-se ensaios que dificilmente são feitos num projeto para fundações de linhas de transmissão, tentou-se sugerir métodos baseados simplesmente no conhecimento do perfil de resistência não drenada.

Na solicitação a compressão, simplesmente se fez uma verificação da capacidade de carga para ver se a tração realmente condiciona o projeto. Empregou-se o método de SKEMPTON (1951) baseado no conhecimento da resistência não

drenada e o método de elementos finitos por contar-se com os parâmetros de solo necessários.

Na análise de recalques, empregou-se também as teorias clássicas descritas na revisão bibliográfica e o método de elementos finitos que, mediante o modelo Cam Clay Modificado, permitiu uma análise do tipo drenado para o cálculo de recalques totais a longo prazo. Também se propõe um método para estimar um perfil conservador de OCR.

Por último, sugere-se um procedimento para projetar fundações superficiais baseado no conhecimento do perfil de resistência não drenada.

4. FUNDAÇÃO ANALISADA

4.1. LOCALIZAÇÃO E GEOMETRIA

O local de estudo deste trabalho encontra-se situado no município de Canoas, no Rio Grande do Sul, sobre a estrada que comunica a cidade de Tabaí com Canoas. O mesmo está indicado na Figura 4.1. Neste local, encontra-se a Torre 437 de 230 KW que corresponde à linha ITAÚBA - SECI, cuja fundação será analisada.

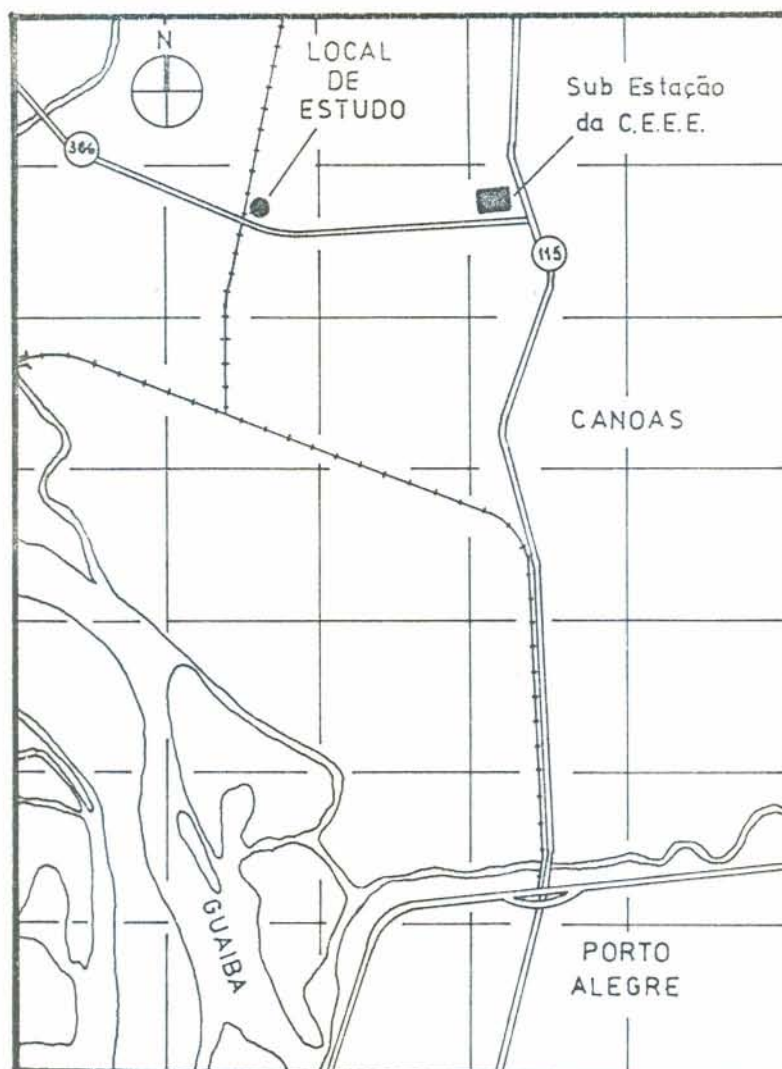


Figura 4.1. Local de Estudo.

Em relação a geometria, as fundações das torres em geral estão compostas por duas sapatas combinadas, unidas por uma viga de rigidez, estando a maior dimensão da sapata em direção longitudinal ao sentido da linha, unindo dois pés da torre. A fundação da torre N° 437 foi assim projetada. Os detalhes das mesmas podem ser observados nas Figuras 4.2 e 4.3. Devido à fundação apresentar uma relação L/B maior que três, para sua análise adotou-se o critério de deformação plana.

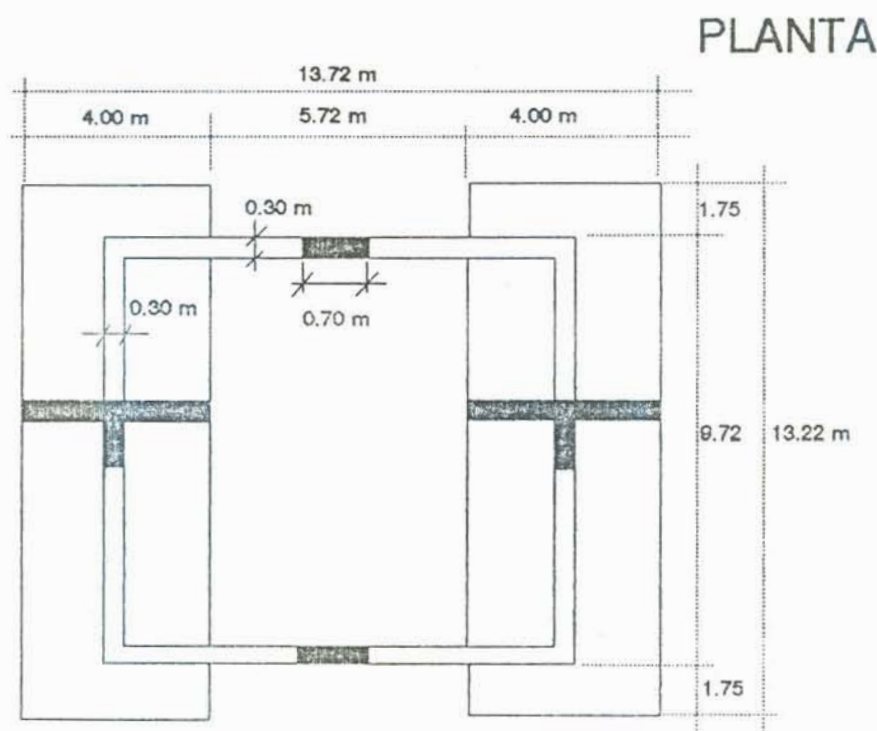


Figura 4.2. Planta das fundações da torre experimental.

CORTE TRANSVERSAL

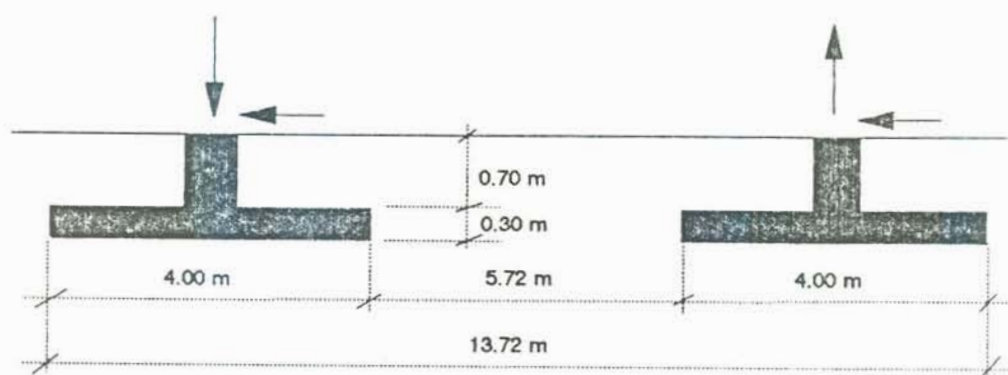


Figura 4.3. Corte transversal das fundações da torre.

4.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO SUBSOLO

Trata-se de um depósito argiloso que na mecânica dos solos tradicional é denominado argila mole saturada, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos corresponde a CH.

A profundidade do estrato é de aproximadamente 8.00 metros, como o indica o perfil de ensaio a percussão tipo SPT graficado na Figura 4.4, o qual apresenta valores do número de golpes entre 0 e 1, característico deste tipo de solo.

TORRE 437

SONDAGEM DE RECONHECIMENTO GEOLÓGICO DO SUBSOLO

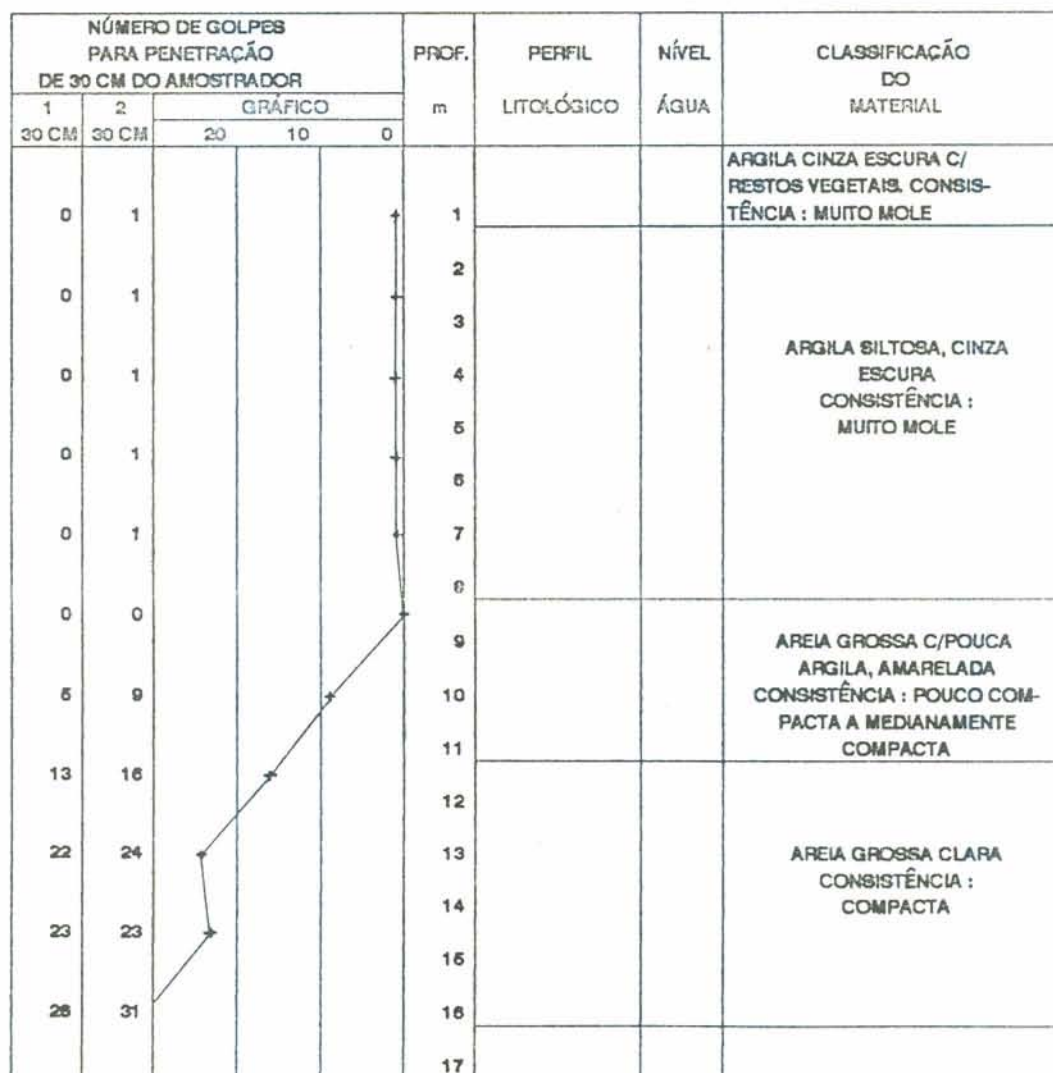


Figura 4.4. Perfil de sondagem a percussão tipo SPT próximo do local de estudo.

DAVISON DIAS & GEHLING (1986) estudaram anteriormente este local até a profundidade de 3.50 m. Os resultados obtidos indicam que este solo tem 45 % de material em peso com diâmetro inferior a 2μ e peso específico aparente natural entre 13.40 e 14.90 KN/m³. É classificado pedologicamente como Gley Húmico. Os gley húmicos apresentam lençol freático perto da superfície; horizontes A, B e C argilosos; sem gradiente textural; drenagem imperfeita ou impedida; camada organomineral escurecidas e elevado teor de matéria orgânica, principalmente no horizonte A.

Foram realizados ensaios de umidade natural e limites de Atterberg (WL, WP). Neste último caso os ensaios foram feitos com secagem previa da amostra. Os resultados obtidos estão indicados na Figura 4.5. Também foram realizados ensaios de adensamento unidimensional que permitiram determinar a pressão de pré-adensamento $\sigma_v'_{max}$, o coeficiente de compressibilidade C_c e o coeficiente de recarregamento C_r , os quais são apresentados nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8, respectivamente.

No mesmo trabalho, com o objetivo de verificar o comportamento normalizado, foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo adensado isotropicamente não drenado com medição de pressão neutra. A seleção da pressão de adensamento isotrópica foi suficientemente elevada para garantir que as mesmas superem as máximas pressões a que puderam estar sujeitas as amostras na sua história geológica. A Figura 4.9 mostra os valores de tensão desvio dividida pela pressão de confinamento. Como se pode observar, esta argila apresenta um comportamento normalizado.

Devido ao fato de apresentar este tipo de comportamento, DAVISON DIAS & GEHLING (1986) aplicaram o Método Shansep com a finalidade de estimar o perfil de resistência não drenada. Todas as amostras foram sujeitas a uma pressão de adensamento de 600 KN/m². A primeira foi cisalhada com esta pressão de confinamento ($OCR = 1$). Na segunda, depois do adensamento, descarregou-se a uma pressão de 300 KN/m²; na terceira a 150 KN/m² e na quarta a 75 KN/m², resultando num OCR igual a 2, 4 e 8, respectivamente.

A Figura 4.10 mostra a variação de (S_u/σ'_c) com OCR,

curva que obedece a expressão

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_c} \right) = 0.32 * OCR^{0.72}$$

onde :

S_u : resistência não drenada obtida nos triaxiais

σ'_c : pressão de confinamento isotrópica (600, 300, 150 e 75).

Estes resultados concordam bem com os referidos por ORTIGÃO (1980), como se observa na Figura 4.11.

Com base nesta expressão e conhecidos os OCR de campo determinados de ensaios de adensamento (extrapolados para profundidades maiores do que 3.00 m), estimou-se a variação da resistência não drenada com a profundidade, a qual é indicada na Figura 4.12. Este perfil será tomado como valor de referência para a obtenção do N_k correspondente ao cone manual desenvolvido nesta pesquisa.

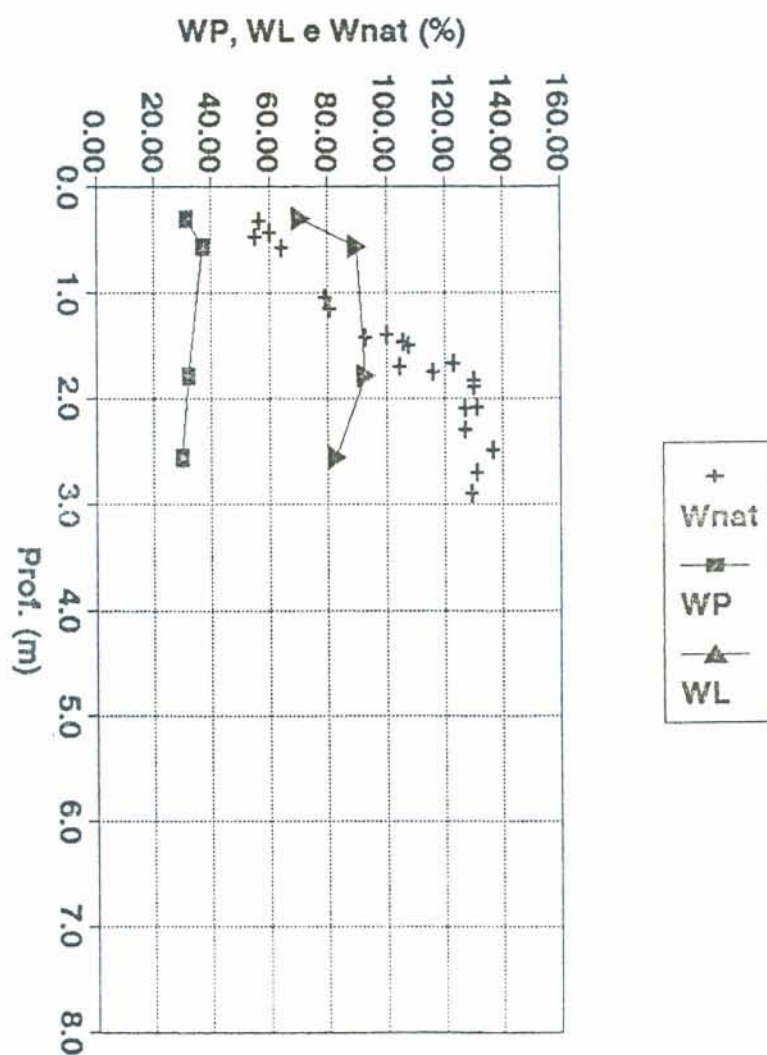


Figura 4.5. Ensaio de caracterização do local de estudo, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

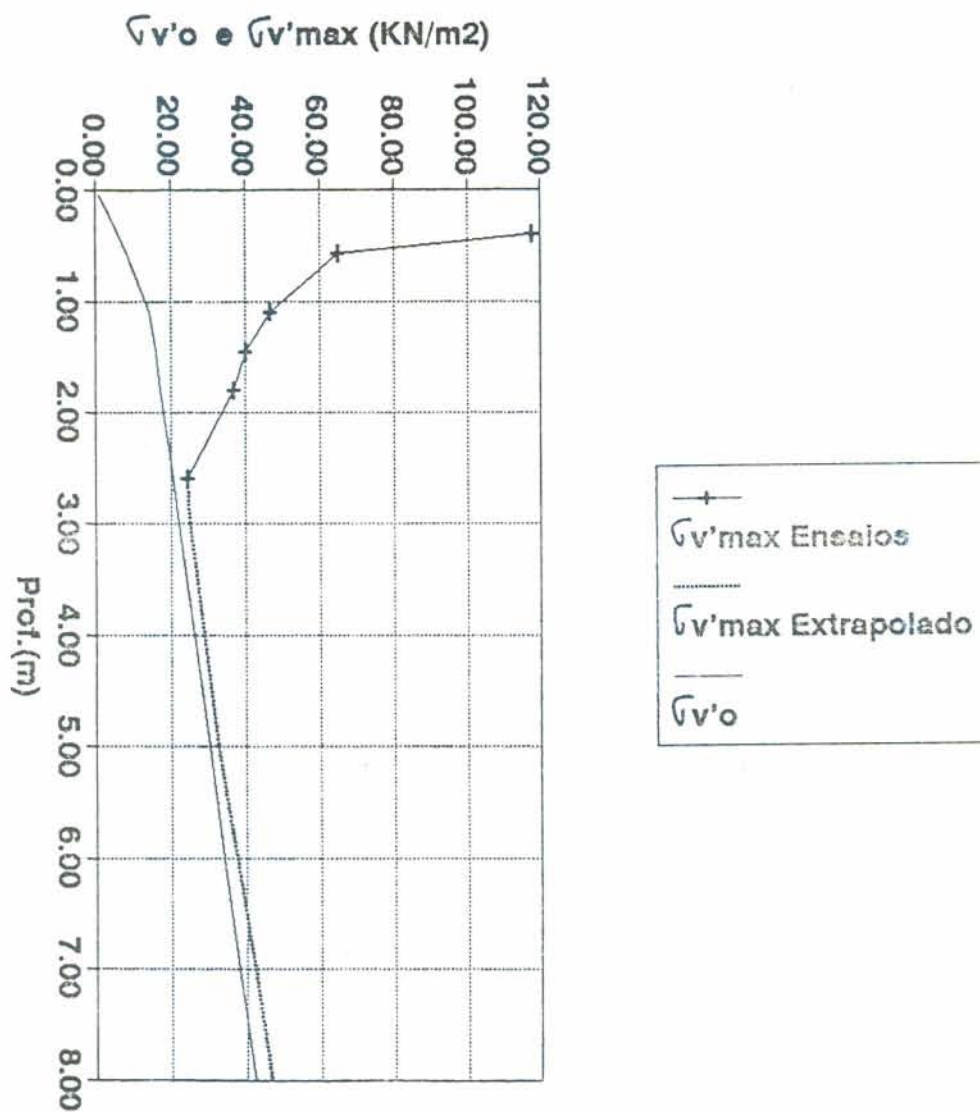


Figura 4.6. Pressão de pré-adensamento ($\sigma'_{v'max}$). Lençol freático a -1.00 m. DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

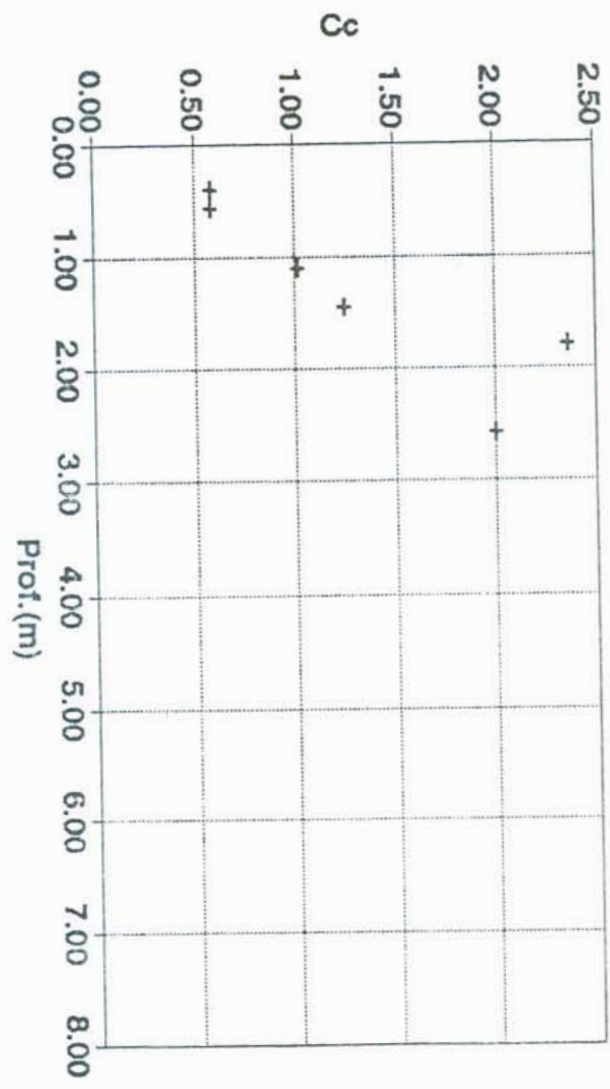


Figura 4.7. Coeficiente de compressibilidade (Cc), segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

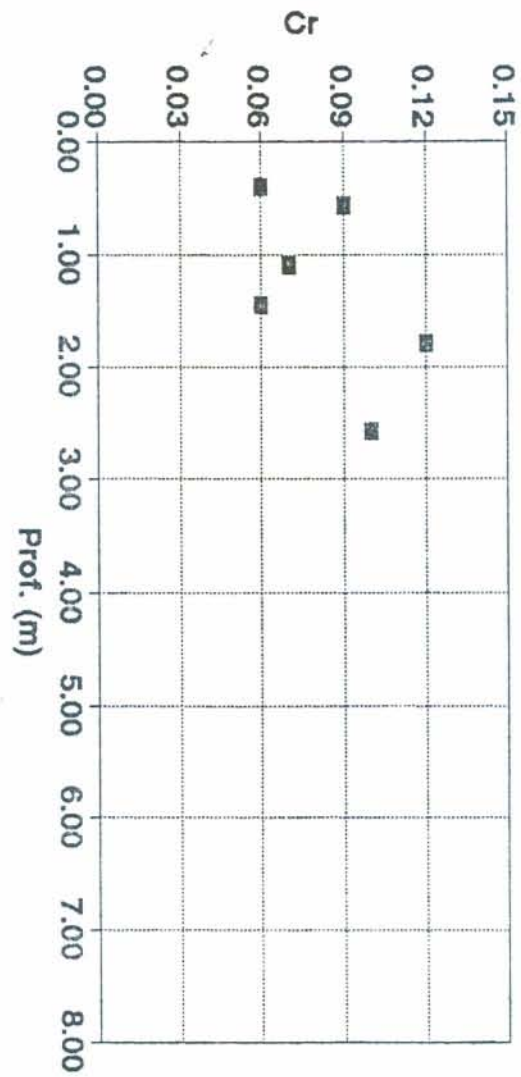


Figura 4.8. Índice de recarregamento (Cr), segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

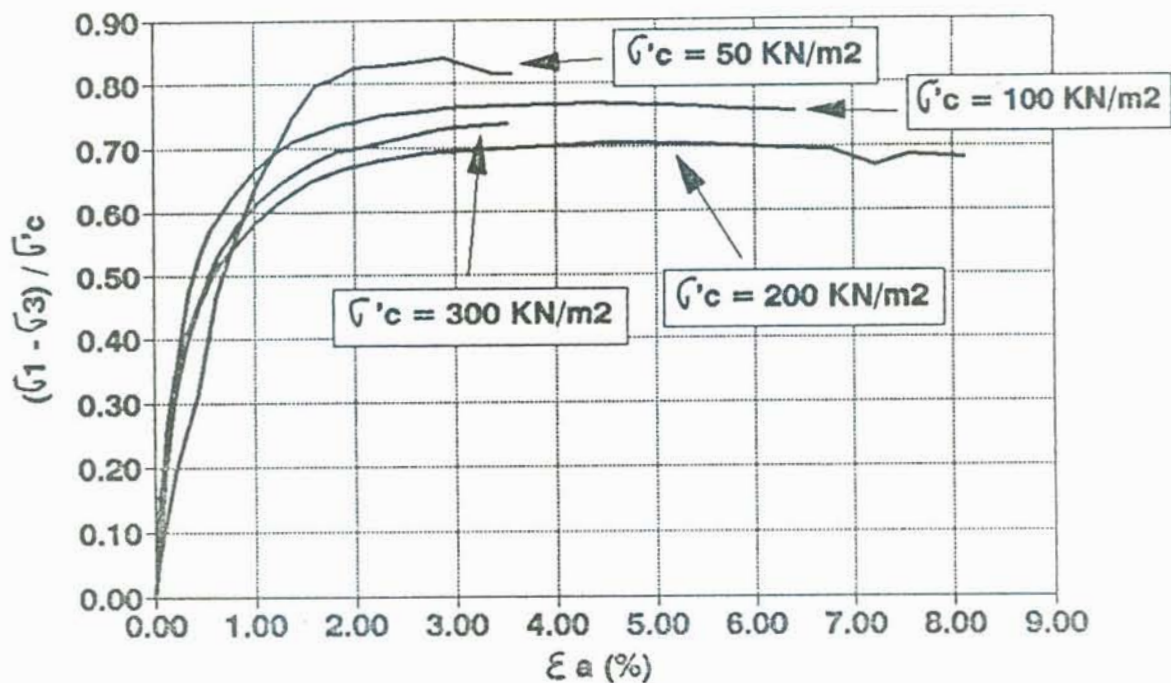


Figura 4.9. Ensaio triaxiais, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

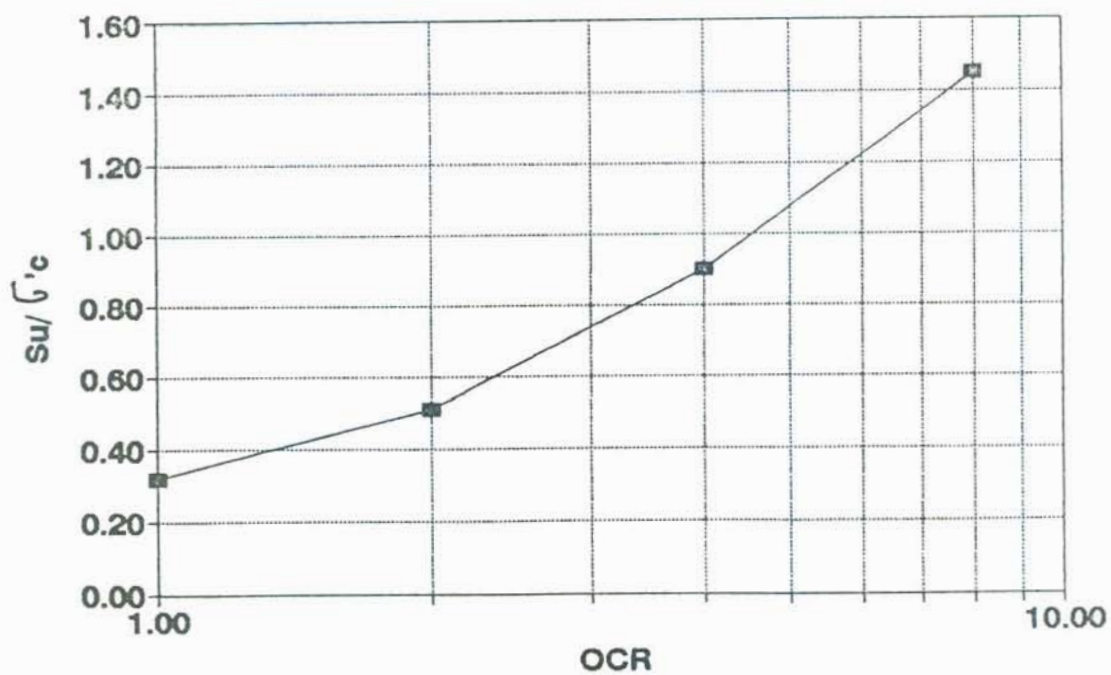


Figura 4.10. Aplicação do Método Shansep, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

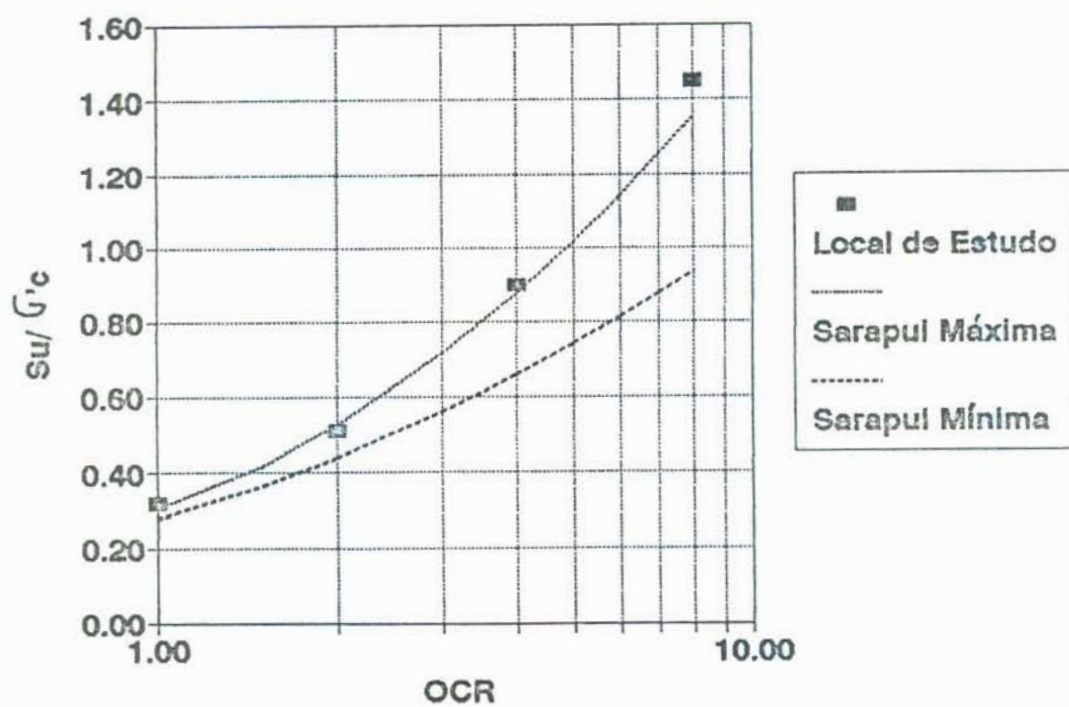


Figura 4.11. Comparação com resultados de ORTIGÃO (1980), segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

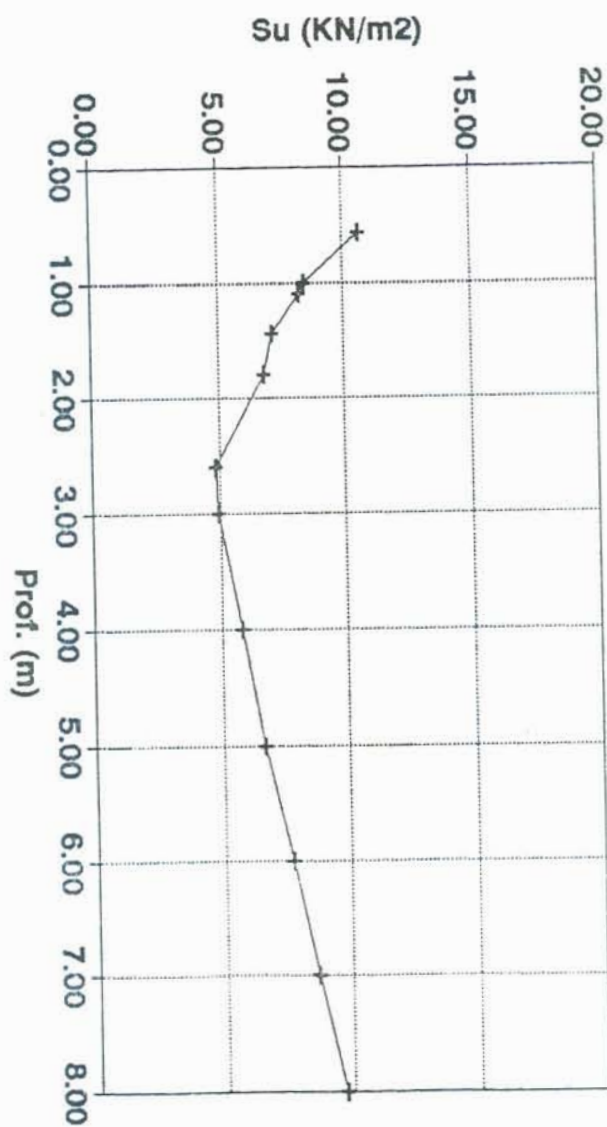


Figura 4.12. Perfil de resistência não drenada do local de estudo resultante do Método Shansep, segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

5. DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO DO CONE MANUAL COM LEITURAS ELÉTRICAS

5.1. FINALIDADE

Em geral, os estudos de solos que se executam para projetar fundações de linhas de transmissão em solos de baixa capacidade suporte são ensaios a percussão tipo SPT, acompanhados de trado manual para classificação táctil-visual do solo. Segundo PALADINO (1985), os mesmos deveriam realizar-se em torres de ancoragem e de ângulo, em locais alagados e em pontos considerados representativos.

Em argilas moles, o cálculo de capacidade de carga está baseado na resistência não drenada (S_u). Neste tipo de solo, o ensaio a percussão tipo SPT dá valores praticamente nulos do número de golpes, o que o faz inadequado para a obtenção de S_u .

O ensaio de conepenetrometria (CPT) elétrico standard permite obter a resistência não drenada de uma forma mais confiável e precisa a partir da resistência de ponta medida no ensaio

$$q_c = S_u * N_k + \sigma_{vo}$$

→

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$$

onde σ_{vo} é a pressão vertical geostática total e N_k um fator de capacidade de carga. LUNNE & KLEVEN (1981) estabeleceram que, para argilas normalmente adensadas, N_k varia entre 11 e 19, com um valor médio de 15, recomendando-se sua determinação regional.

Como alternativa ao ensaio a percussão tipo SPT, desenvolveu-se um Cone Manual com leituras elétricas, o qual se correlacionou com ensaios empregados na prática para determinar

a resistência não drenada.

Este aparelho mede, em forma local, a resistência de ponta. Tem a vantagem de ser um equipamento simples, de baixo custo e que pode ser transportado a locais de difícil acesso, característicos deste tipo de solo, onde se implantam as torres.

5.2. PROJETO

O cone standard conta com uma ponta cônica de 10 cm² e com um ângulo de incidência de 60 graus. Para evitar efeitos de escala, desenhou-se a ponta do cone manual com as mesmas características.

Também foi projetada uma ponta de 2 cm² de área, com o objetivo de medir a resistência da crosta ressecada, a qual não poderia ser penetrada manualmente com uma ponta de 10 cm².

Para medir localmente a resistência de ponta, foi projetada uma célula de carga com extensômetros elétricos (strain gauges), os quais são excitados por meio de uma corrente elétrica gerada por uma bateria de automóvel. A resposta da célula de carga é visualizada numa leitora analógica (com agulhas) para que a oscilação da agulha permita detectar a resposta média do solo e registrá-la em forma manual para um determinado intervalo de profundidade.

A célula de carga foi projetada para uma carga máxima aplicada na ponta de 100 Kg. Para obter uma melhor precisão nas leituras, a leitora foi desenhada com duas escalas :

de 0 a 25 Kg.

de 0 a 100 Kg.

Na Figura 5.1, observa-se a curva de calibração resultante de 96 pontos. Como se pode ver, a célula de carga tem um comportamento linear que obedece a :

ESCALA 100 Kg :

$$\text{CARGA (Kg)} = 1.133538 * \text{LEITURA} + 0.032148$$

ESCALA 25 Kg :

$$\text{CARGA (Kg)} = 0.255005 * \text{LEITURA} + 0.074887$$

Na Figura 5.2., apresenta-se o projeto da ponta, e a Figura 5.3. mostra uma fotografia do equipamento completo.

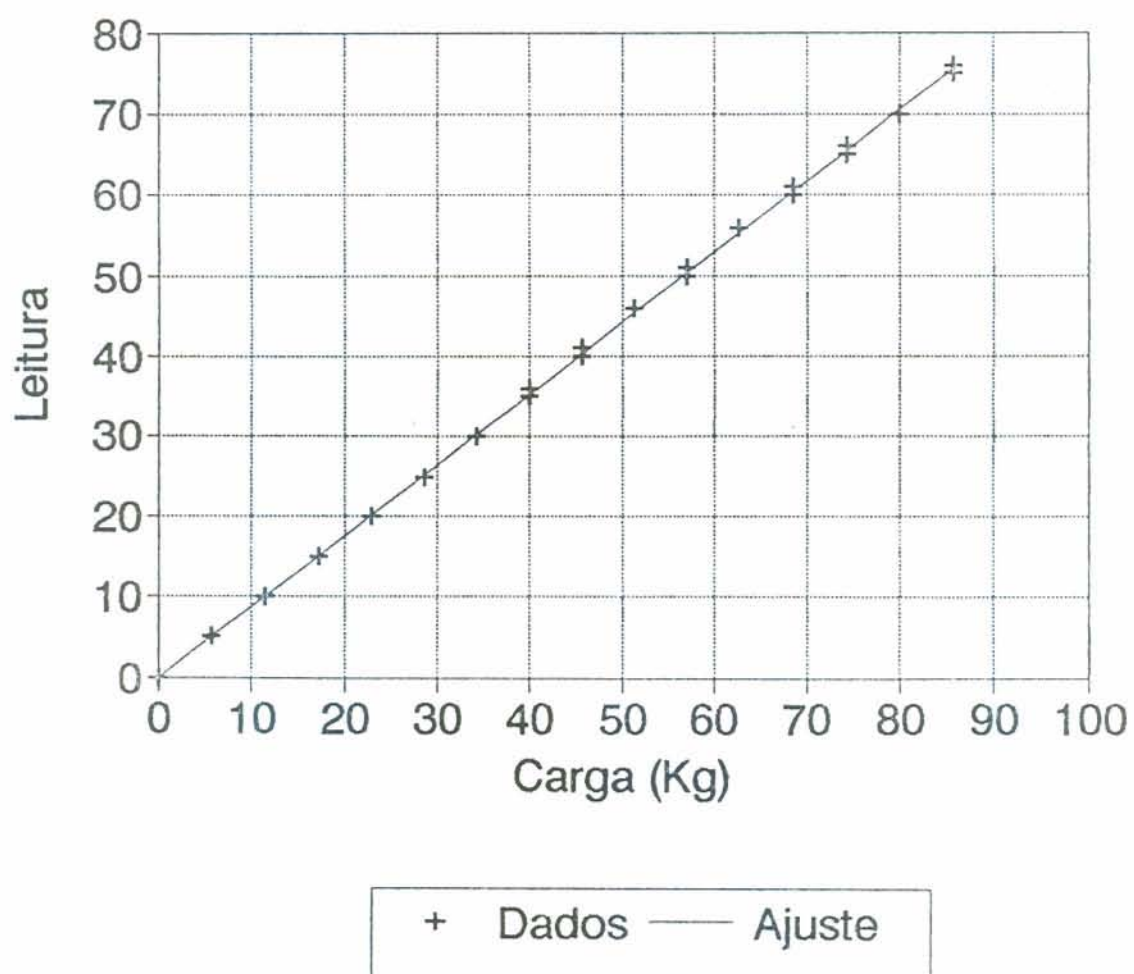


Figura 5.1. Calibração da célula de carga. Escala : 100 Kg

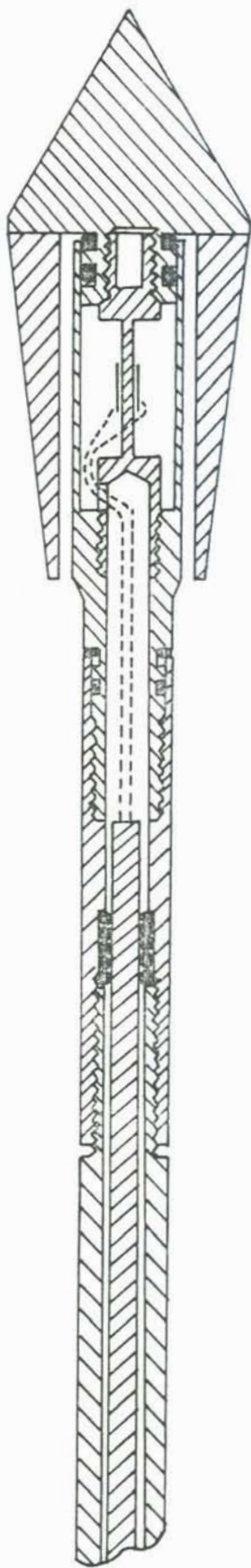


Figura 5.2. Projeto da ponta do cone elétrico manual. ESC. 1:1

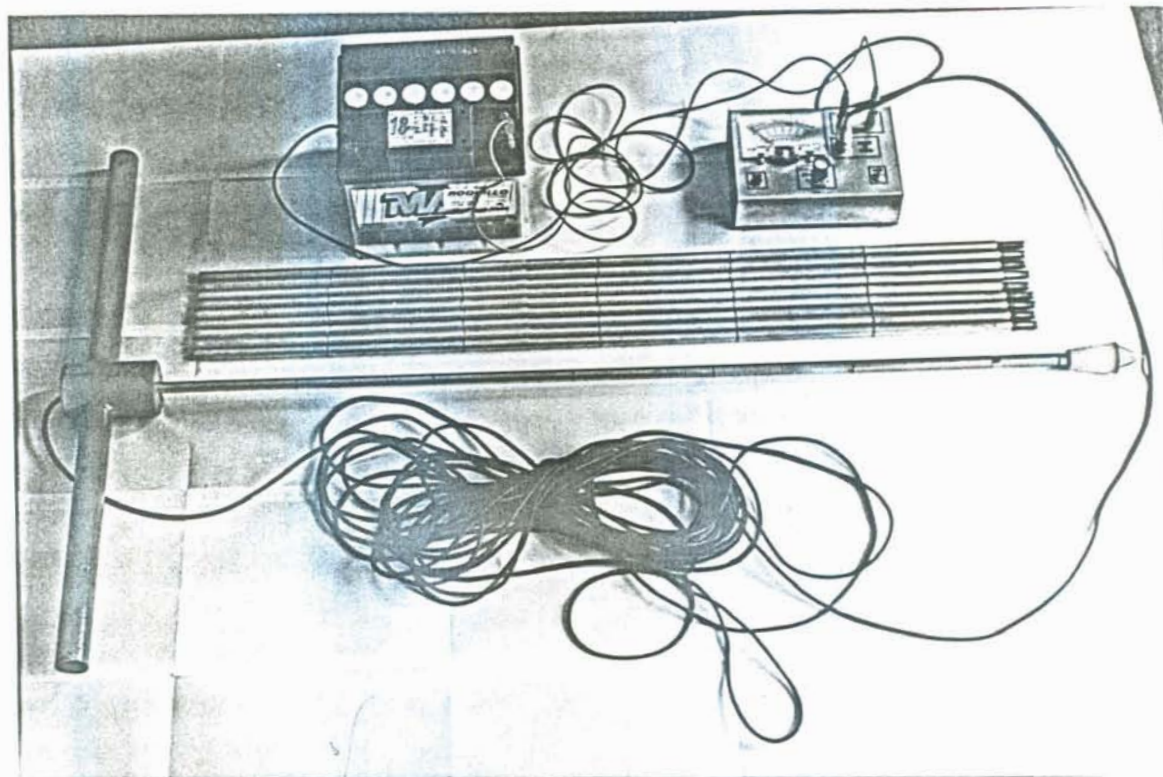


Figura 5.3. Fotografia do cone manual com leituras elétricas.

5.3. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Para poder obter valores de resistência de ponta próximos ao do cone standard, deveriam cumprir-se duas condições básicas :

1. Área de ponta igual a 10 cm^2 para evitar efeitos de escala. Esta exigência é satisfeita por uma condição de projeto.
2. A velocidade de penetração deve ser CONSTANTE e igual a 20 mm/seg , com uma tolerância de $\pm 2.50 \text{ mm/seg}$. Na Figura 5.4, observa-se o efeito da velocidade de penetração, segundo MEIGH (1987).

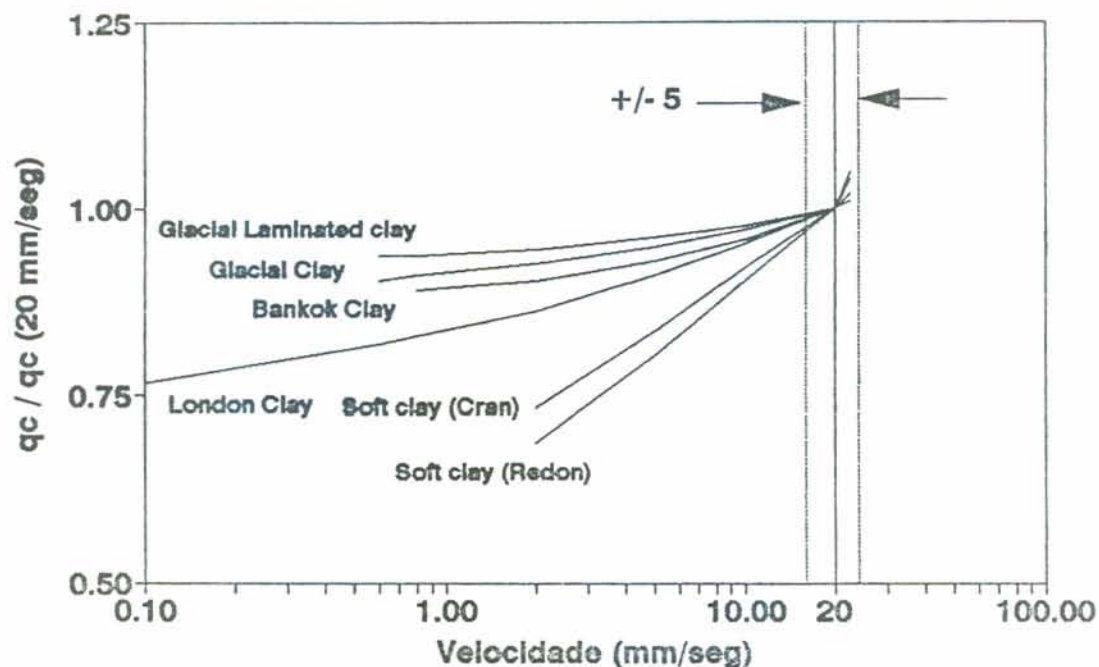


Figura 5.4. Influência da velocidade de penetração, segundo MEIGH (1987).

O ensaio é realizado por duas pessoas. Uma delas se encarrega da aplicação da carga e a outra do registro das leituras.

Este aparelho conta com hastes que têm um comprimento de 90 cm com marcas espaçadas cada 15 cm, as quais determinam os intervalos para a tomada de leituras.

As leituras realizam-se a cada 15 cm, da seguinte maneira :

Para cumprir com a exigência de velocidade de penetração de 20 mm/seg \pm 2.50 mm/seg, significa penetrar 15 cm entre 7 e 8 segundos (o ideal seria 7.50 segundos).

A leitura é registrada entre os 3 e 4 segundos de penetração durante os quais a pessoa encarregada da aplicação de carga deve garantir velocidade constante. O objetivo de tomar a leitura entre 3 e 4 segundos é afastar a tomada de leitura do começo e do final da aplicação de carga, onde a

velocidade pode não ser constante. Esta leitura é registrada na metade do intervalo de 15 cm ao qual corresponde.

Com a equação da curva de calibração da célula da carga, é possível conhecer a variação da resistência de ponta com a profundidade.

A resistência de ponta obtida no ensaio CPT Standard é denominada q_c . No ensaio de Cone Manual com leituras elétricas, a resistência de ponta não tem porque ser do mesmo valor que no CPT Standard, uma vez a que o CPT standard exige também um comprimento de hastes de 100 cm acima da ponta cônica, com um diâmetro similar ao da ponta (3.57 cm). No cone manual com leituras elétricas, não foi possível cumprir com tal exigência pelo aumento de atrito lateral que causaria, complicando a penetração em forma manual. O fato de reduzir o diâmetro das hastes a 1.27 cm provoca um alívio de tensões no entorno da ponta, o que poderia ocasionar valores de resistência de ponta menores ao CPT standard. Isto reduziria também o valor de N_k para que a resistência não drenada fosse a mesma. Para evitar confusões, a resistência de ponta obtida com o Cone Manual é denominada q_c^* e o valor de N_k correspondente será denominado N_k^* .

5.4. AVALIAÇÃO DO PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Com o objetivo de avaliar o procedimento de ensaio descrito anteriormente para a realização do ensaio de cone manual, realizaram-se quatro ensaios muito próximos um do outro no local de estudo.

A Tabela 5.1 apresenta o resultado de um dos ensaios. Na Figura 5.5, apresentam-se os resultados dos quatro ensaios. Como se observa na figura, pode-se obter uma boa repetibilidade quanto ao procedimento de ensaio, o que é fundamental em ensaios de solos para que os mesmos sejam confiáveis.

ENSAIO CONE MANUAL COM LEITURAS ELÉTRICAS					
UBICAÇÃO : Cone 4 - Tabal-Canoas					
SEÇÃO DA PONTA = 10 cm ²					
ESCALA 100 --> CARGA (kg) =		1.133538 * LEIT. +		0.032149	
ESCALA 25 --> CARGA (kg) =		0.265005 * LEIT. +		0.074887	
qc = Su * Nk ² + Svo		Nk ² =		12	
Prof. Final Interv.	Prof. Média Interv.	Leitura	qc [kg/cm ²]	Svo [KN/m ²]	Su [KN/m ²]
0.15	0.075			1.05	
0.30	0.225			3.18	
0.45	0.375			5.25	
0.60	0.625			7.35	
0.75	0.675			9.45	
0.90	0.825	104	2.68	11.55	20.78
1.05	0.975	79	2.00	13.65	15.19
1.20	1.125	83	1.61	15.75	11.88
1.35	1.275	82	1.33	17.85	9.41
1.50	1.425	43	1.10	19.95	7.36
1.65	1.575	48	1.23	22.05	8.23
1.80	1.725	62	1.33	24.15	8.80
1.95	1.875	48	1.23	26.25	7.88
2.10	2.025	43	1.10	28.35	6.65
2.25	2.175	44	1.13	30.45	6.70
2.40	2.325	48	1.23	32.55	7.36
2.55	2.475	58	1.49	34.65	9.25
2.70	2.625	55	1.41	36.75	8.45
2.85	2.775	50	1.28	38.85	7.25
3.00	2.925	50	1.28	40.95	7.07
3.15	3.075	53	1.38	43.05	7.52
3.30	3.225	53	1.38	45.15	7.35
3.45	3.375	52	1.33	47.25	6.98
3.60	3.525	55	1.41	49.35	7.41
3.75	3.675	54	1.38	51.45	7.03
3.90	3.825	53	1.38	53.55	6.65
4.05	3.975	55	1.41	55.65	6.99
4.20	4.125	55	1.41	57.75	6.71
4.35	4.275	54	1.38	59.85	6.33
4.50	4.425	55	1.41	61.95	6.36
4.65	4.575	58	1.44	64.05	6.40
4.80	4.725	59	1.51	66.15	6.95
4.95	4.875	55	1.41	68.25	5.94
5.10	5.025	61	1.58	70.35	6.62
5.25	5.175	60	1.54	72.45	6.53
5.40	5.325	62	1.59	74.55	6.77
5.55	5.475	63	1.61	76.65	6.81
5.70	5.625	61	1.56	78.75	6.22
5.85	5.775	66	1.69	80.85	7.08
6.00	5.925	63	1.61	82.95	6.28
6.15	6.075	67	1.72	85.05	6.94
6.30	6.225	72	1.84	87.15	7.81
6.45	6.375	76	1.95	89.25	8.47
6.60	6.525	71	1.82	91.35	7.25
6.75	6.675	74	1.89	93.45	7.70
6.90	6.825	78	2.00	95.55	8.36
7.05	6.975	80	2.05	97.65	8.80
7.20	7.125	86	2.20	99.75	9.68
7.35	7.275	88	2.18	101.85	9.29
7.50	7.425	82	2.10	103.95	8.49
7.65	7.575	84	2.15	106.05	8.73
7.80	7.725	87	2.23	108.15	9.19
7.95	7.875	96	2.20	110.25	8.80
8.10	8.025	90	2.30	112.35	9.45
8.25	8.175	91	2.33	114.45	9.49
8.40	8.325	90	2.30	116.55	9.11
8.55	8.475	97	2.48	118.65	10.39

Tabela 5.1. Resultado de um dos ensaios realizados com o cone manual.

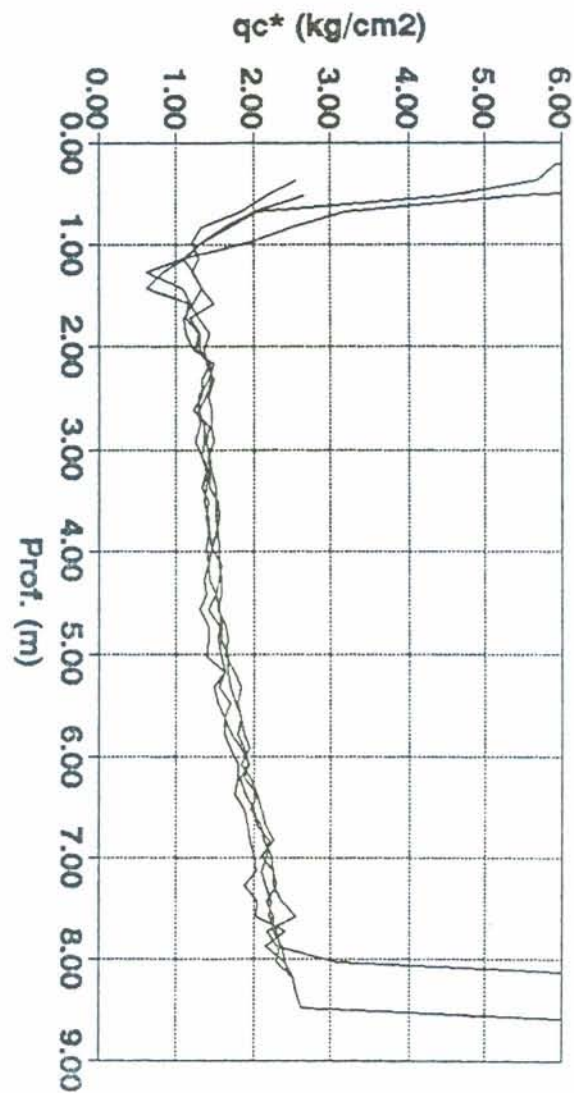


Figura 5.5. Resistência de ponta do cone elétrico manual.

5.5. OBTENÇÃO DE Nk^*

Para a determinação do valor de Nk^* , é preciso contar com um perfil de resistência não drenada de referência, obtido a partir de procedimentos já testados na prática de engenharia.

DAVISON DIAS & GEHLING (1986) aplicaram neste depósito argiloso o Método Shansep o qual apresenta a seguinte expressão

$$\left(\frac{Su}{\sigma'_c} \right) = 0.32 * OCR^{0.72}$$

No mesmo trabalho, os autores estabeleceram o perfil de OCR até a profundidade de 2.60 m. O critério para definir OCR em profundidades maiores foi o seguinte :

1. A partir de ensaios de adensamento, determinou-se a pressão de pré-adensamento (σ'_{vmax}) até a profundidade de 2.60 m.
2. Considerando um rebaixamento máximo do lençol freático de 1.00 m, calculou-se a pressão efetiva vertical geostática (σ'_{vo}).
3. Calculou-se OCR para esta condição do lençol freático até a profundidade de 2.60 m

$$OCR = \frac{\sigma'_{vmax}}{\sigma'_{vo}}$$

para a profundidade de 2.60 m resultou um OCR = 1.20

4. Inicialmente, não se conhecia o valor de Nk^* . Para ter uma idéia qualitativa da variação da resistência não drenada, adotou-se um valor de Nk^* igual a 15. Da observação do perfil de resistência não drenada estimada a partir deste Nk^* , concluiu-se que a parte normalmente adensada começa na profundidade de 5.00 m, onde a resistência não drenada cresce linearmente com a profundidade.

5. Foi considerado um OCR de 1.10 na zona inferior a 5.00 m, para a condição de lençol freático em 1.00 m, por um possível envelhecimento ou um rebaixamento maior do lençol freático, e estabeleceu-se uma transição gradual de OCR entre as profundidades de 2.60 e 5.00 m.

6. Estimado desta maneira o perfil de OCR para a condição de lençol freático a 1.00 m, calculou-se σ'_{vmax} para profundidades maiores a 2.60 m.

$$\sigma'_{vmax} = OCR * \sigma'_{vo}$$

7. Como os ensaios de Cone Manual foram realizados quando o lençol freático estava na superfície, calculou-se o perfil de

OCR para essa condição a partir do perfil de $\sigma_v'_{max}$ determinado anteriormente e do valor da pressão geostática vertical quando o lençol freático está na superfície.

$$OCR = \frac{\sigma_v'_{max}}{\sigma_{vo}'}$$

Como conseqüência disto, o valor de OCR foi de aproximadamente 1.50 para a zona inferior a 5.00 m.

Segundo DAVISON DIAS & GEHLING (1986) :

$$\left(\frac{Su}{\sigma_c'} \right) = 0.32 * OCR^{0.72}$$

Considerando

$$\sigma_c' = \frac{(1 + 2 * Ko)}{3} * \sigma_{vo}'$$

→

$$\left(\frac{Su}{\sigma_{vo}'} \right) = \frac{(1 + 2 * Ko)}{3} * 0.32 * OCR^{0.72}$$

No próximo capítulo, descreve-se o critério que foi empregado para a obtenção do perfil de pressão efetiva horizontal e, conseqüentemente, o cálculo do coeficiente de empuxo em repouso (Ko).

Foram realizados quatro ensaios de cone manual no local de estudo, próximos da torre experimental, segundo o procedimento de ensaio descrito anteriormente, os quais permitiram determinar a variação da resistência de ponta ao longo do perfil.

Para obter o valor de Nk^* , foi considerado como valor de referência de resistência não drenada o obtido da aplicação do Método Shansep na zona inferior a 5.00 m.

Para estabelecer Nk^* , fez-se coincidir, na zona inferior a 5.00m, a resistência não drenada de referência mencionada anteriormente com a média das resistências não drenadas dos quatro ensaios realizados, calculadas a partir da

resistência de ponta (q_c^*) do cone manual como

$$S_u = \frac{q_c^* - \sigma_{v0}}{N_k^*}$$

Para que a média dos ensaios coincidissem com o valor de referência foi preciso empregar um valor de

$$N_k^* = 12$$

Com este valor de N_k^* , a variação da resistência não drenada com a profundidade pode-se observar na Figura 5.6.

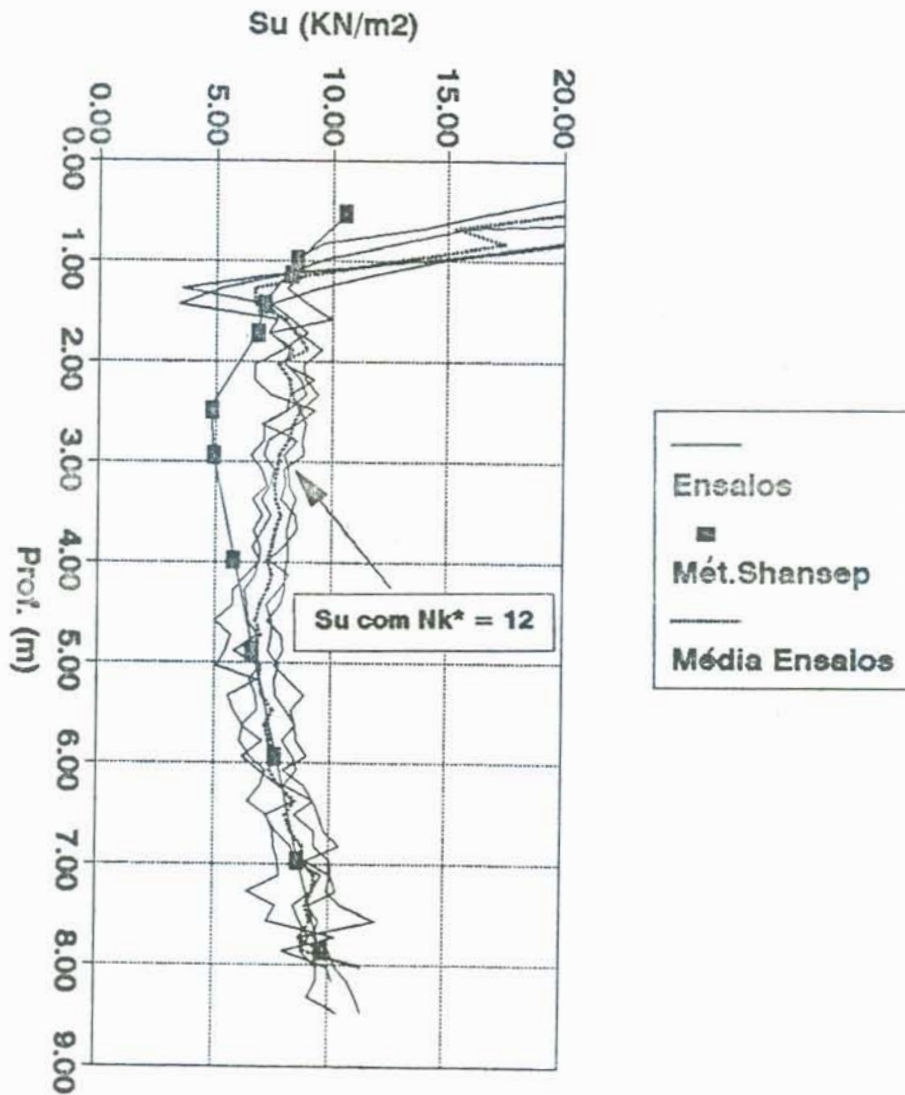


Figura 5.6. Resistência não drenada do local de estudo.

5.6. COMPARAÇÃO COM RESULTADOS DE ENSAIOS DE VANE

O perfil de resistência não drenada obtido através do cone manual foi comparado com ensaios de Vane realizados no mesmo local. Os ensaios de Vane formam parte do programa de investigação de SOARES (1994) na realização de sua tese de doutorado.

A comparação dos resultados é feita na Figura 5.7. Pode-se observar que os valores de resistência não drenada concordam bem nos primeiros quatro metros, logo o Cone manual dá valores mais conservadores mas, em termos práticos, permite obter uma boa estimativa de resistência não drenada.

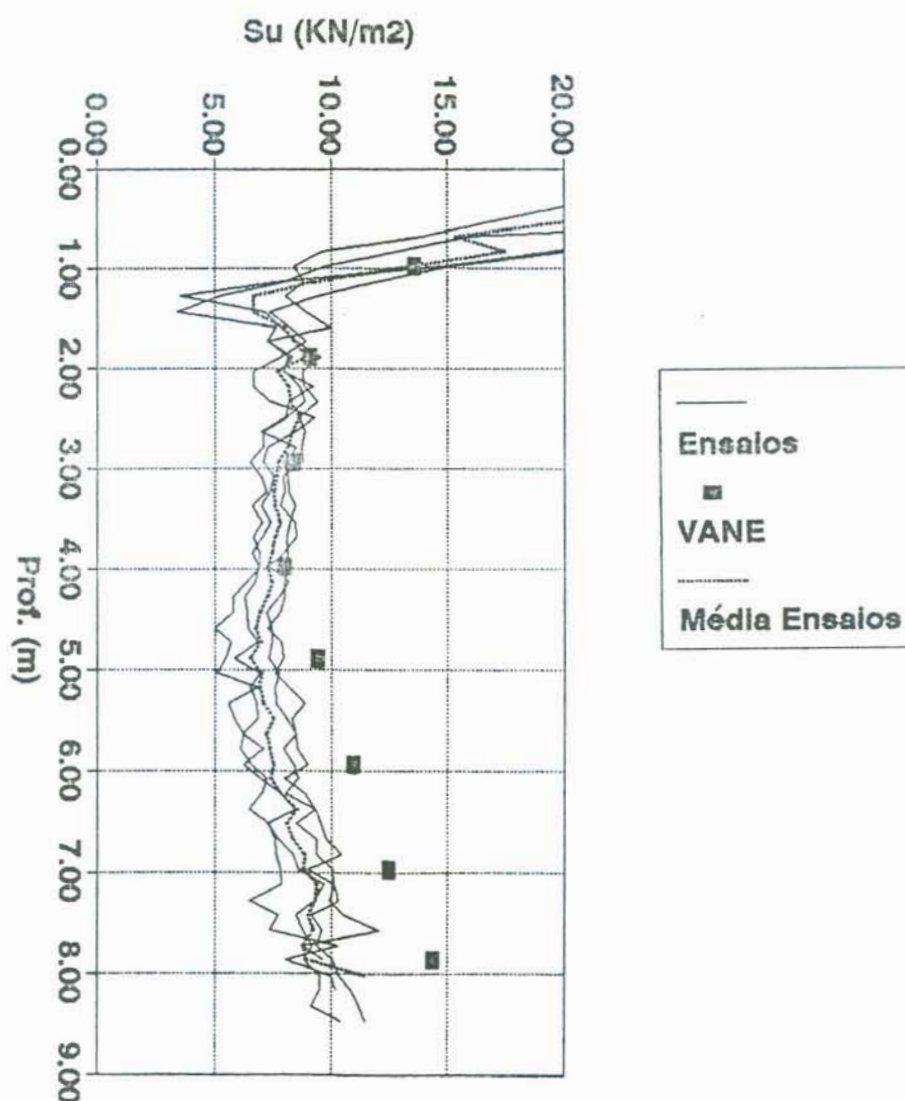


Figura 5.7. Comparação com resultados de Vane.

5.7. DEFINIÇÃO DO PERFIL DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Para definir o perfil de resistência não drenada do local de estudo, utilizou-se a estimativa de DAVISON DIAS & GEHLING (1986) e os dados dos ensaios de cone manual.

Para definir o perfil de cálculo na crosta, aplicou-se o critério de LEFEBVRE et.al (1987), explicado na revisão bibliográfica, até que provas de carga a tração indiquem qual é a resistência não drenada realmente mobilizada. Como no caso de torres de transmissão não existem pressões de confinamento elevadas, adota-se o critério de considerar a resistência não drenada da crosta similar ao da argila intacta imediatamente embaixo da crosta. Como consequência disto, a resistência não drenada do perfil fica caracterizada por duas retas : uma nos primeiros 5.00 metros, onde a resistência não drenada permanece praticamente constante, e outra, a partir dos 5.00 metros, onde S_u cresce linearmente com a profundidade. O perfil de cálculo de resistência não drenada é apresentado na Figura 5.8.

Como controle, para a zona normalmente adensada, isto é, a partir dos 5.00 metros de profundidade, foi utilizada a correlação de SKEMPTON, citada por MEIGH (1987), para estimar a relação (S_u/σ'_{vo}) em função do índice de plasticidade do solo

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.11 + 0.0037 * IP (\%)$$

para $IP = 60 \%$

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.33$$

Este valor concorda bem com o valor de 0.32 estimado a partir do trabalho de DAVISON DIAS & GEHLING (1986).

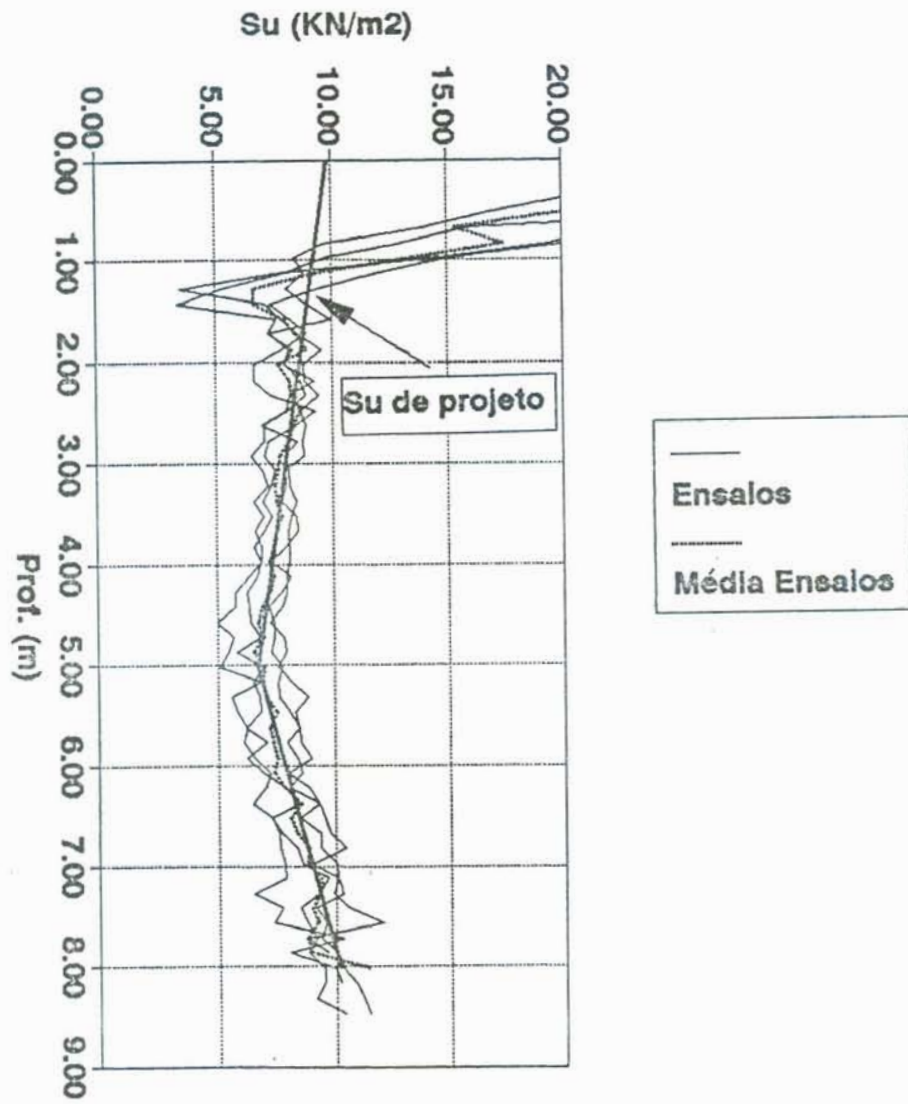


Figura 5.8. Perfil de cálculo de resistência não drenada.

6. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.

Utilizou-se o modelo elástico linear isotrópico para modelar a sapata, o modelo elástico perfeitamente plástico para modelar o solo nas análises de capacidade de carga a tração e a compressão e o modelo Cam Clay Modificado para modelar o solo nas análises de capacidade de carga a compressão e de recalques a longo prazo. Neste capítulo, são indicadas algumas considerações que foram feitas para estabelecer os parâmetros de solo utilizados nas análises.

6.1. MODELO CAM CLAY MODIFICADO

Os parâmetros deste modelo foram determinados a partir de dados de ensaios triaxiais e de adensamento realizados por DAVISON DIAS & GEHLING (1986). Os parâmetros M , e_{cs} , λ , κ , γ_{solo} e K_w foram determinados diretamente a partir dos resultados dos ensaios anteriores. O valor da pressão isotrópica de pré-adensamento ($p'c$), que define a posição inicial da superfície de plastificação, foi calculada inicialmente segundo o procedimento sugerido no manual do programa CRISP90 por BRITTO & GUNN (1990), e explicado na revisão bibliográfica. No mesmo, considera-se que $p'c$ permanece constante independentemente do valor de OCR.

Quando se aplicou este procedimento para tentar modelar os triaxiais realizados por DAVISON DIAS & GEHLING (1986), observou-se que a previsão de resistência não drenada foi satisfatória para valores de OCR de 1 e 2 mas, para valores de OCR de 4 e 8, os valores previstos foram superiores aos obtidos nos ensaios. A diferença aumentava ao aumentar o valor de OCR. Segundo AMERASHINGHE & KRAFT (1983), isto pode ser

explicado pelo fato de que, quando o OCR é grande, a superfície de plastificação (yield surface) retrocede porque durante a expansão - da situação normalmente adensado até esse OCR - uma componente da deformação volumétrica pode interpretar-se como plástica, deslocando a superfície de plastificação e diminuindo conseqüentemente o valor de p'_c . O modelo Cam Clay Modificado considera que só deformações elásticas acontecem durante a expansão, mantendo fixa a posição da superfície de plastificação, resultando a previsão da resistência não drenada maior à real. Esta é uma das razões pelo que alguns investigadores sugerem a aplicação do Modelo Cam Clay para OCR de até 2.

Neste trabalho, além de contar com os dados de ensaios de laboratório, contou-se também com a estimativa do perfil de resistência não drenada. A partir da Teoria de Estado Crítico, do perfil de resistência não drenada e da formulação do Modelo Cam Clay Modificado, estabeleceu-se um procedimento alternativo para calcular o valor de p'_c , de maneira a obter o perfil de resistência não drenada. A formulação básica é deduzida da Figura 6.1 como segue :

Devido ao comportamento não drenado, a relação de vazios não varia :

$$e_o = e_f = e_{cs} - \lambda * \text{LN} (p'_f)$$

Logo :

$$p'_f = e^{\left(\frac{e_{cs} - e_o}{\lambda} \right)}$$

Segundo a formulação do Modelo Cam Clay,

$$e_{cs} = e_o + (\lambda - \kappa) * \text{LN} \left(\frac{p'_c}{2} \right) + \kappa * \text{LN} (p'_o)$$

$$M = \frac{6 * \text{SIN } \phi'}{3 - \text{SIN } \phi'}$$

$$q_f = 2 * S_u$$

$$p'f = \frac{qf}{M}$$

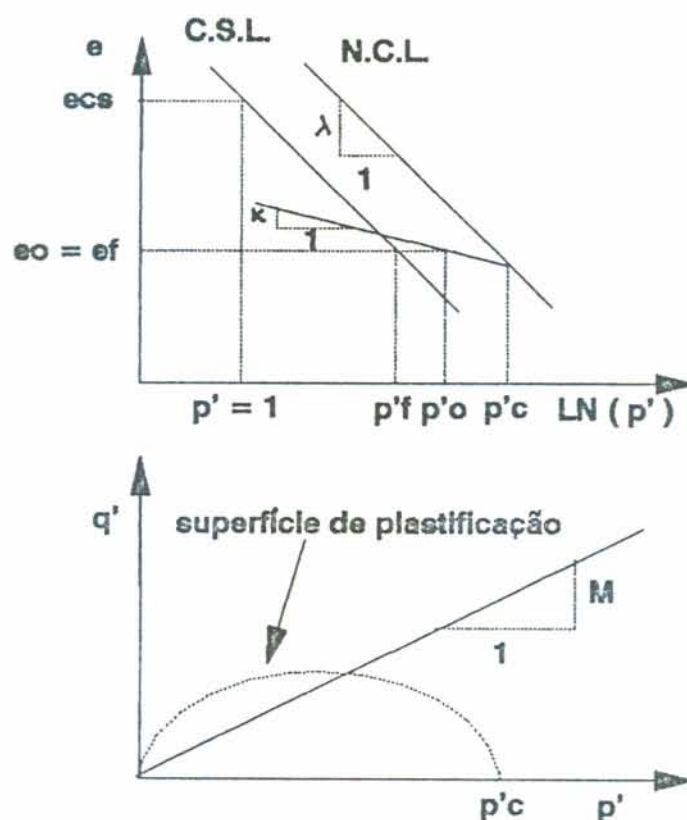


Figura 6.1. Parâmetros do modelo Cam Clay Modificado.

A partir da formulação básica e conhecendo a variação de λ , κ , $p'o$, eo , ϕ' e Su no perfil, calcula-se qual deveria ser o valor de $p'c$ inicial para obter esse valor de Su .

O procedimento é o seguinte :

1. Calcular M :

$$M = \frac{6 * \text{SIN } \phi'}{3 - \text{SIN } \phi'}$$

2. Calcular qf :

$$qf = 2 * Su$$

3. Calcular $p'f$:

$$p'f = \frac{qf}{M}$$

4. Calcular ecs :

$$ecs = eo + \lambda * \text{LN}(p'f)$$

5. Como e_{cs} também é igual a

$$e_{cs} = e_o + (\lambda - \kappa) * \text{LN} \left(\frac{p'c}{2} \right) + \kappa * \text{LN} (p'o)$$

isolando $p'c$ conduz a

$$p'c = 2 * e \left[\frac{e_{cs} - e_o - \kappa * \text{LN} (p'o)}{\lambda - \kappa} \right]$$

Com base nesta expressão, foram calculados os novos valores de $p'c$ para cada ensaio triaxial, e a modelagem dos mesmos com tais valores é apresentada nas Figuras 6.2 a 6.5, junto com as modelagens utilizando o valores de $p'c$ sugerido no manual do CRISP90.

Como se observa, os resultados com os novos valores de $p'c$ concordam em forma razoável na a previsão de S_u para distintos valores de OCR , o que era esperado por ter-se empregado o valor de S_u para calcular $p'c$. Como o objetivo foi simular S_u no campo com o Modelo Cam Clay Modificado, utilizou-se este método para estabelecer o perfil de $p'c$ do local de estudo a partir do perfil de cálculo de S_u .

Segundo os resultados de ensaios triaxiais e de adensamento apresentados por DAVISON DIAS & GEHLING (1986), foi necessário definir quatro camadas de solo. Os parâmetros para cada uma delas estão apresentados na Tabela 6.1.

Espessura da camada [m]	M	κ	λ	e_{cs}	γ_{solo} [KN/m ²]	Kw [KN/m ²]
0.00 - 1.00	1.20	0.033	0.252	2.34	14.00	128500
1.00 - 1.80	1.11	0.028	0.489	3.84	14.00	207000
1.80 - 5.00	1.11	0.048	0.948	5.50	14.00	205000
5.00 - 8.00	1.11	0.044	0.870	4.90	14.00	360000

Tabela 6.1. Parâmetros do Modelo Cam Clay Modificado.

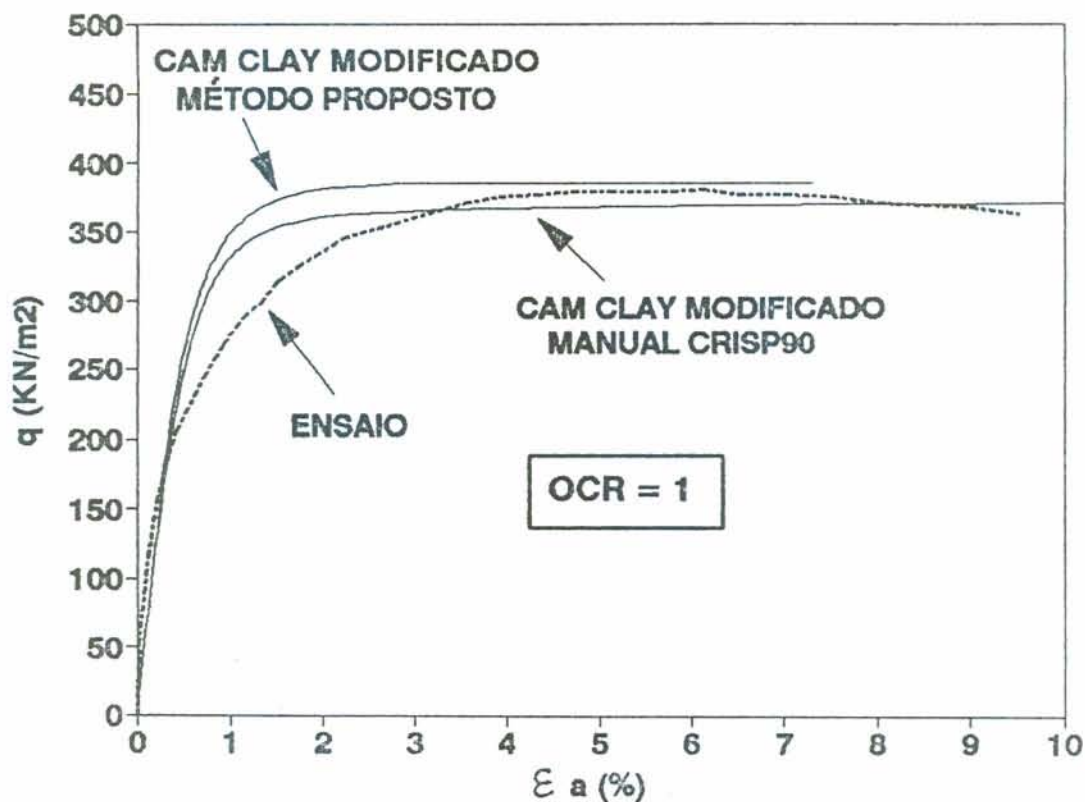


Figura 6.2. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 1.

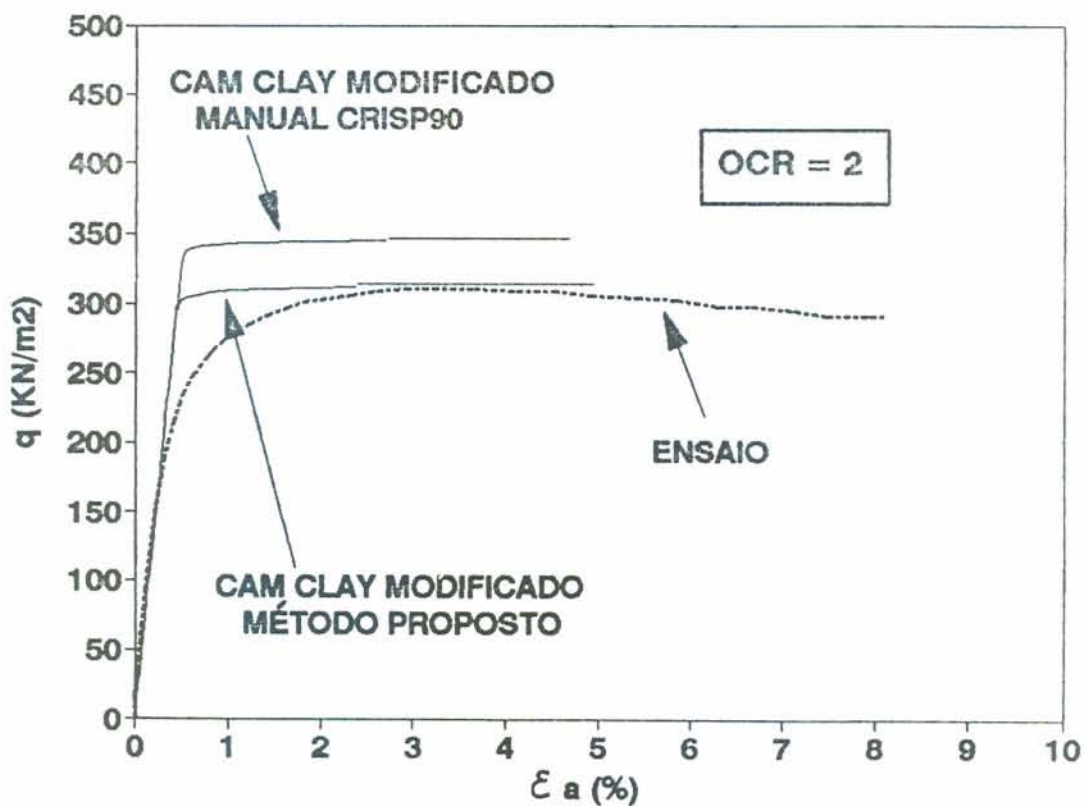


Figura 6.3. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 2.

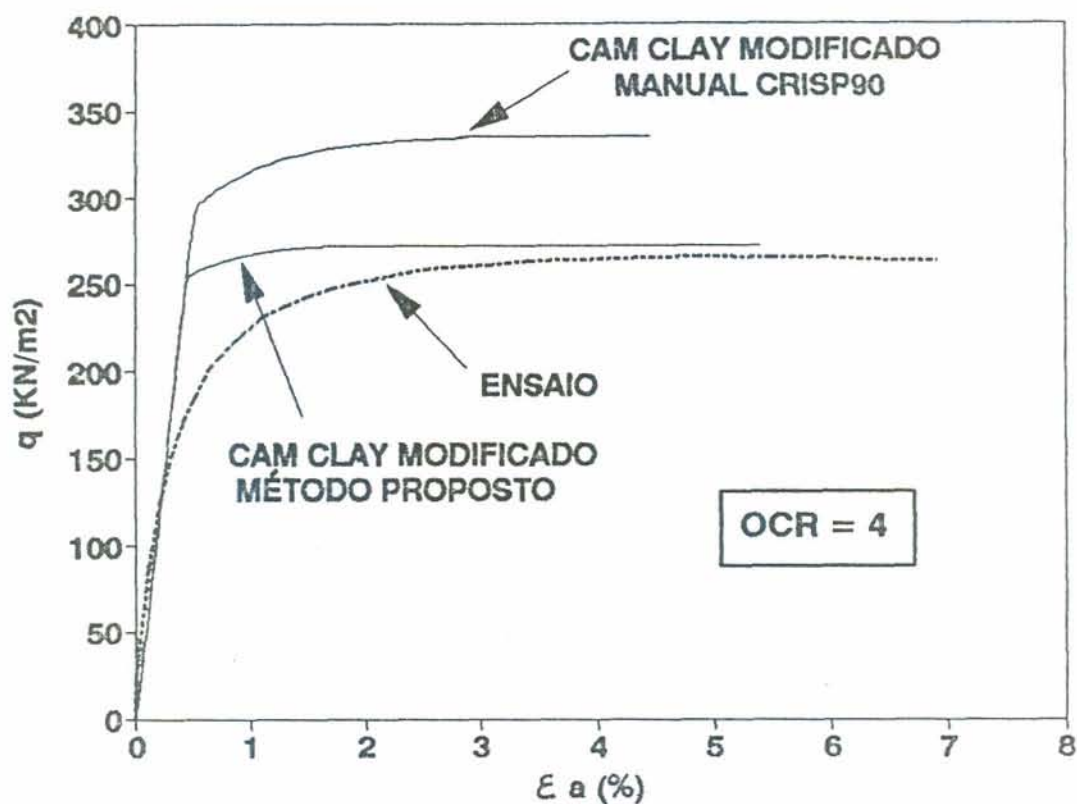


Figura 6.4. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 4.

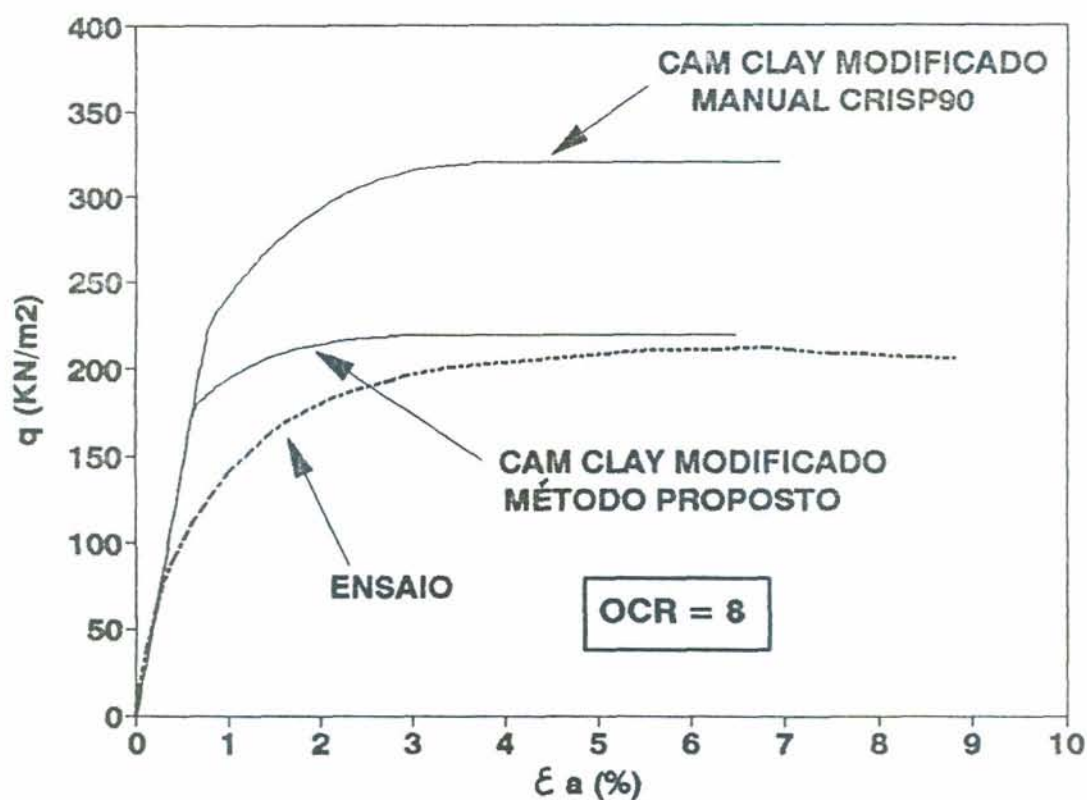


Figura 6.5. Comparação das modelagens com o ensaio de OCR = 8.

O valor de K_w foi calculado no meio de cada camada a partir da seguinte expressão :

$$K_w = 300 * K' = 300 * \frac{(1+e_0) * p'_{o}}{\kappa}$$

$$p'_{o} = \frac{1+2 * K_0}{3} * \sigma'_{v_0}$$

Estes parâmetros devem ser constantes em toda a camada, o que exigiu adotar distintas camadas para que o valor médio seja representativo dos valores obtidos nos ensaios.

Os ensaios de adensamento disponíveis atingem até a profundidade de 2.60 metros, correspondendo a um valor de C_c de 2.00. Para profundidades maiores, foi adotado um valor de C_c similar. A partir deste valor de C_c , calcularam-se os valores do índice de vazios (e_0) para profundidades maiores a 2.60 metros, considerando-se a simplificação de que o solo, na profundidade de 2.60 metros, estava na reta virgem de adensamento, conduzindo a:

$$e_{0_z} = e_{0_{2.60}} - C_c * \text{LOG} \left(\frac{\sigma'_{v_{0_z}}}{\sigma'_{v_{0_{2.60}}}} \right)$$

Para determinar a posição inicial da superfície de plastificação (yield surface), é preciso definir a pressão isotrópica de pré-adensamento (p'_{c}). Segundo a metodologia proposta anteriormente, para obter o perfil de cálculo de resistência não drenada de campo, o valor de p'_{c} deverá variar ao longo do perfil. Para seu cálculo, é preciso definir, ao longo do perfil, o valor do índice de vazios crítico (e_{cs}) o qual, segundo o método proposto, é função da resistência não drenada. Como a resistência não drenada varia no perfil, e_{cs} também o faz. Como a entrada de dados do programa exige um valor de e_{cs} constante em cada camada, foi necessário adotar um valor médio, o que modificou o perfil de resistência não drenada. Como o objetivo é justamente obter o perfil de

resistência não drenada, variou-se o valor do índice de vazios original (e_o) de maneira que e_{cs} fosse constante em cada camada e próximo do seu valor médio real. A comparação do índice de vazios (e_o) original com o modificado é apresentado na Figura 6.6, observando-se que não há uma diferença significativa, motivo pelo qual se pode considerar esta análise como válida.

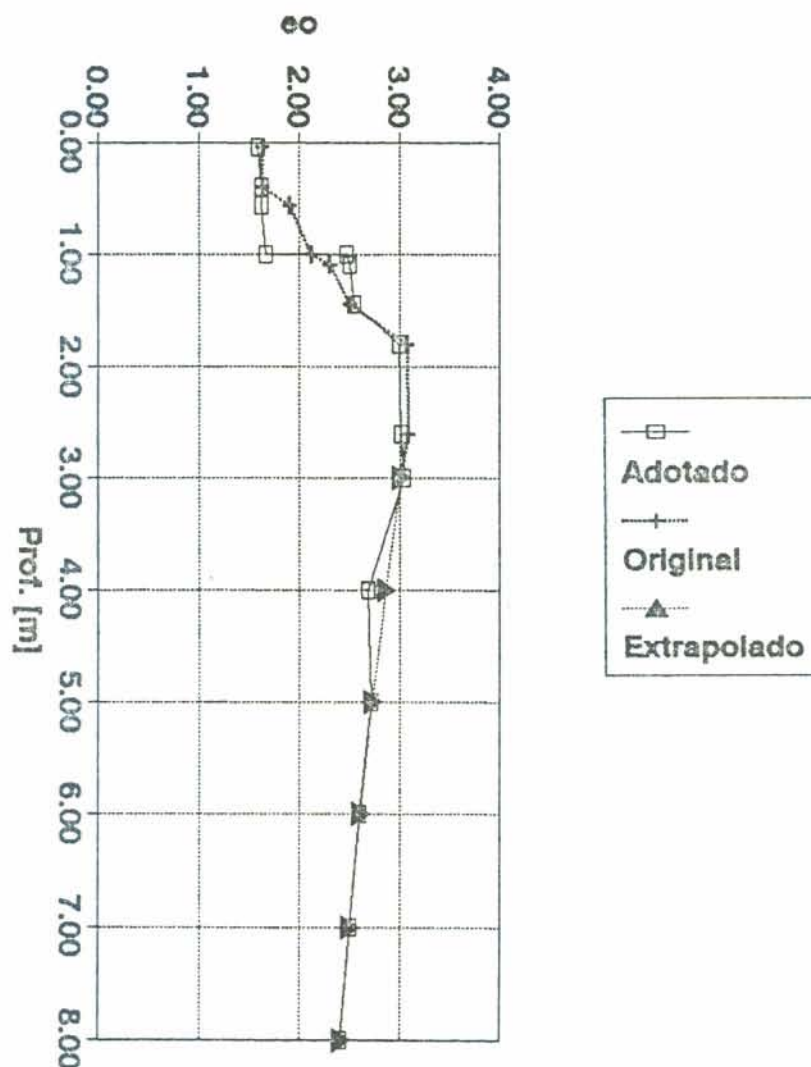


Figura 6.6. Índice de vazios (e_o) no local de estudo.

Como consequência da análise anterior, a variação no perfil da pressão isotrópica de pré-adensamento (p'_c) se apresenta na Figura 6.7.

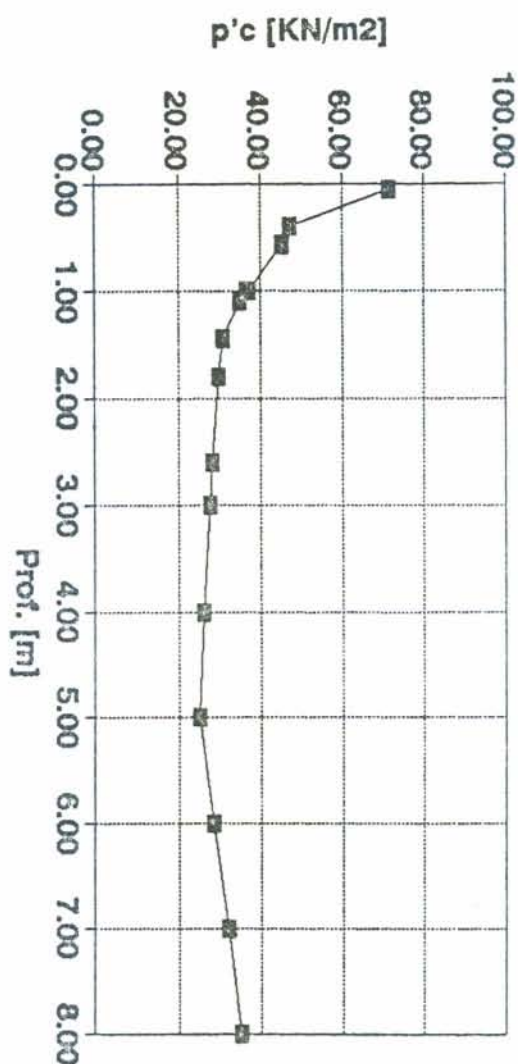


Figura 6.7. Pressão isotrópica de pré-adensamento (p'_c).

6.2. MODELO ELÁSTICO PERFEITAMENTE PLÁSTICO

O perfil de solo foi dividido em três camadas, e os parâmetros foram calculados segundo o exposto na revisão bibliográfica.

Este modelo foi utilizado no solo para analisar capacidade de carga a tração e compressão. Como o tipo de sollicitação é não drenada, os parâmetros utilizados no modelo

devem expressar esta condição. Para o cálculo do módulo de Young Não Drenado (E_u), foi utilizada a formulação do Cam Clay para o cálculo de deformações elásticas:

$$K' = \frac{(1 + e_0) * p'_0}{\kappa}$$

$$G = \frac{3 * (1 - 2 * \nu')}{2 * (1 + \nu')} * K'$$

$$E_u = 3 * G$$

onde ν' é o coeficiente de Poisson drenado. Com o objetivo de obter um valor representativo de ν' , foram modelados os ensaios triaxiais realizados por DAVISON DIAS & GEHLING (1986) e o valor que melhor se adaptou foi de 0.30, similar ao sugerido no manual do programa.

Os valores de Módulo de Young Não Drenado (E_u), calculados segundo a formulação anterior, estão de acordo com os referidos por DAVISON DIAS & GELHING (1986) e são apresentados na Tabela 6.2.

Espessura da Camada [m]	E_u [KN/m ²]
0.00 - 1.00	600
1.00 - 5.00	1700
5.00 - 8.00	3200

Tabela 6.2. Módulo de Young Não Drenado (E_u).

Quanto ao valor da coesão (c), o programa permite variar seu valor em forma linear dentro de uma camada. Como as análises realizadas foram não drenadas, adotou-se o valor da coesão igual ao perfil de resistência não drenada de cálculo (S_u) e o ângulo de atrito (ϕ) igual a zero.

6.3. MODELO ELÁSTICO ISOTRÓPICO

Empregou-se este modelo para simular a sapata de concreto, utilizando-se o Módulo de Young, o Módulo de Poisson e o Módulo de Cisalhamento que correspondem a este material.

$$E_v = E_h = 21000000 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Módulo de Young})$$

$$v_h = v_v = 0.20 \quad (\text{Coeficiente de Poisson})$$

$$G = 8700000 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Módulo de Cisalhamento})$$

6.4. DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES "IN SITU"

Para a determinação das tensões geostáticas efetivas "In Situ", é preciso avaliar o coeficiente de empuxo em repouso (K_0). Segundo o expressado na revisão bibliográfica, existem duas aproximações para estimá-lo : uma proposta por MAYNE (1982) e a outra por WROTH (1975).

Ambos autores relacionam o K_0 ao OCR. Observou-se que, para OCR baixos, os dois critérios praticamente coincidem, porém, para OCR altos, o critério de MAYNE (1982) dá valores de K_0 superiores e inclusive maiores ao valor do empuxo passivo (K_p), o que motivou a adoção do critério de WROTH (1975) para definir K_0 .

A variação das tensões horizontais e verticais resultantes observa-se na Figura 6.8.

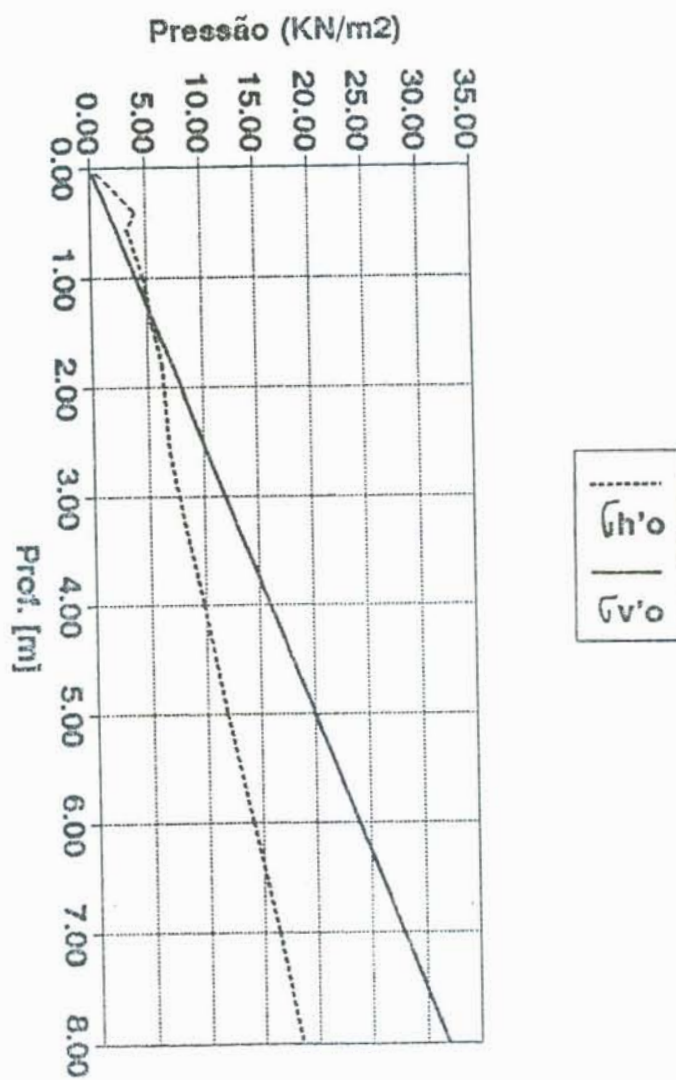


Figura 6.8. Pressões "In Situ" para o lençol freático na superfície.

7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO

Para resolver um problema de engenharia é necessário entender primeiro o fenômeno físico envolvido, aplicar uma formulação matemática que o traduza e, após, determinar os parâmetros desta formulação matemática.

Apresentou-se, nos três capítulos anteriores, as características dos materiais e equipamentos utilizados. Na revisão bibliográfica, foram apresentados, em cada caso, o fenômeno físico envolvido e a formulação matemática. Neste capítulo, serão indicados a maneira em que foram utilizados durante o trabalho, os resultados obtidos e a análise dos mesmos.

7.1. ESTADOS DE CARGA E GEOMETRIA DA FUNDAÇÃO

Dentro desta análise, consideraram-se unicamente as torres de suspensão (que são as de maior número), porque as mesmas apresentam cargas permanentes devidas à ação da gravidade, o que se transforma numa ação simétrica e vertical que ocasionará recalques por consolidação homogêneos.

As torres de esquina, porém, encontram-se sujeitas a cargas permanentes com componente horizontal. Neste caso, não é recomendável a utilização de fundações superficiais em argilas moles, empregando-se geralmente estacas.

Em todo projeto de fundações, é necessário fazer análises de capacidade de carga e análises de recalques. Em depósitos de argila mole, a condição crítica para capacidade de carga é a curto prazo, correspondendo a um comportamento não drenado. Para o estudo de recalques, a condição mais desfavorável é a longo prazo sendo a análise do tipo drenado.

No primeiro caso, consideram-se as cargas que atuam

por pouco tempo como a ação do vento. A Figura 7.1 esquematiza o tipo de solicitação que se produz nas fundações devido a este fenômeno, surgindo dois estados de carga :

ESTADO DE CARGA N° 1 : Máxima Compressão por Vento

ESTADO DE CARGA N° 2 : Máxima Tração por Vento

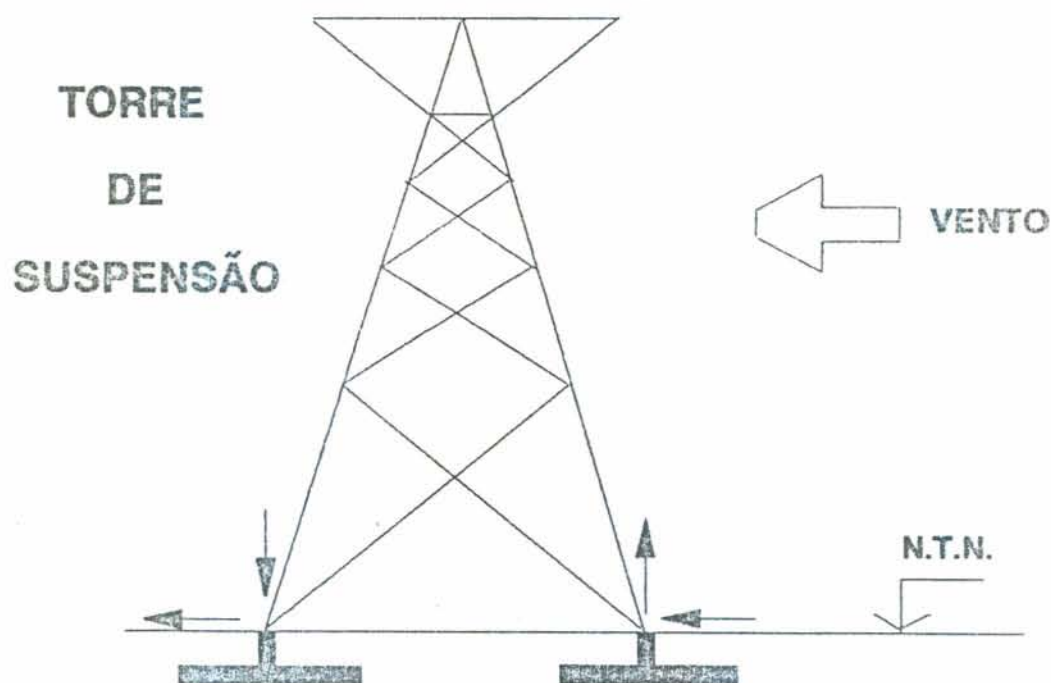


Figura 7.1. Ação do vento nas fundações de torres de suspensão.

Para a análise de recalques totais, consideram-se as cargas permanentes que provocam recalques por adensamento, correspondendo ao peso da torre e dos cabos, surgindo assim um terceiro estado de carga :

ESTADO DE CARGA N° 3 : Peso torre + peso cabos

Estes três estados de carga foram obtidos na CEEE para a torre experimental próxima ao local de estudo, os quais são :

ESTADO DE CARGA Nº 1 : Máxima Compressão

Carga Vertical = 532 KN

Carga Horizontal = 77 KN

ESTADO DE CARGA Nº 2 : Máxima Tração

Carga Vertical = -437 KN

Carga Horizontal = 77 KN

ESTADO DE CARGA Nº 3: Peso da torre + Peso de cabos

Carga Vertical = 47.60 KN

Carga Horizontal = 0

Os estados de carga são esquematizadas nas Figuras 7.2, 7.3 e 7.4.

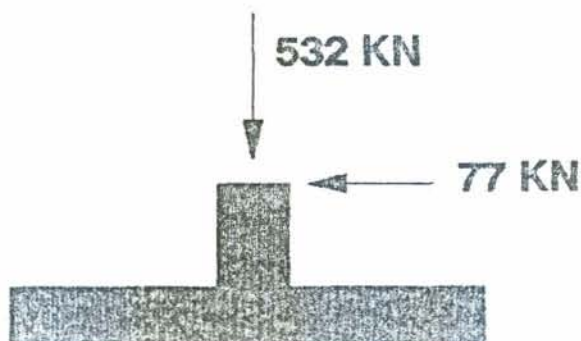


Figura 7.2. Estado de Carga Nº 1.

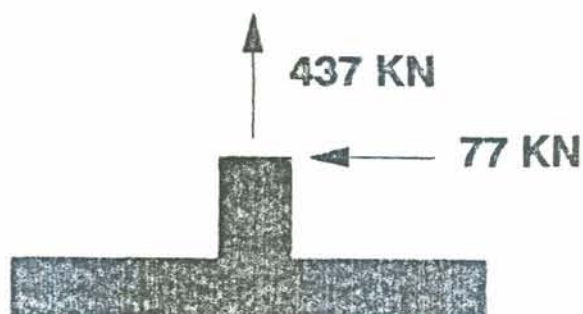


Figura 7.3. Estado de Carga Nº 2.

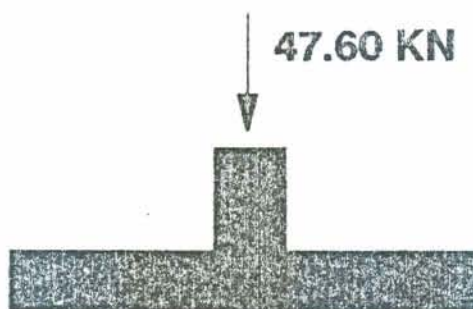


Figura 7.4. Estado de Carga N° 3.

É importante esclarecer que estas cargas não consideram o peso próprio da fundação. O mesmo será considerado logo na análise.

Por simplificação, nas análises dos Estados de Carga N° 1 e N° 2, foram consideradas como se as sapatas não estivessem vinculadas pela viga de rigidez, atuando em forma separada uma da outra.

Também é preciso mencionar que na presente análise não foi considerado o esforço horizontal nos dois primeiros estados de carga porque ele está na ordem de 15 % do esforço vertical e considerou-se que o mesmo é absorvido pelo empuxo passivo do solo, já que a fundação tem uma profundidade de embutimento de um metro.

7.2. ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA A TRAÇÃO

Os métodos encontrados na literatura para avaliar a capacidade de carga a tração para fundações em argilas moles foram apresentados na revisão bibliográfica. Observou-se que a obtenção do fator de capacidade de carga que afeta a resistência não drenada é diferente em cada método. Como no presente trabalho não se contou com resultados de provas de carga, comparou-se todos os métodos mencionados para observar

se existe uma certa coerência entre eles e assim propor um procedimento racional de cálculo.

Foram consideradas várias geometrias de sapatas para a análise, uma das quais corresponde à sapata real projetada para a torre experimental.

Na primeira fase da análise, não foi considerado o método do cone porque o mesmo não apresenta um fator de capacidade de carga que permita uma comparação direta com os outros métodos.

A profundidade de embutimento foi em todos os casos igual a 0.70 m, e se considerou larguras de sapatas de 4.00 m (sapata real), 1.20 m, 0.60 m e 0.25 m. Isto implica uma relação de embutimento (H/B) de 0.175, 0.583, 1.167 e 2.80 respectivamente.

Consideraram-se os dois extremos : deformação plana e axial simétrico para cada um destes casos.

No Método de Elementos Finitos, empregou-se o Modelo Elástico Perfeitamente Plástico para o solo. Não foi empregado nesta análise o modelo Cam Clay Modificado, porque o programa provocava erros de equilíbrio maiores aos admissíveis para que a modelagem possa ser considerada válida. A causa disto poderia ser um problema numérico que acontece quando os módulos de elasticidade do solo e da sapata são muito diferentes, e se usa o programa em computador tipo PC que trabalha em simples precisão. Porém, estes tipos de erros não foram observado quando empregou-se o modelo elástico perfeitamente plástico, o que motivou a utilização do mesmo nas análises.

Para comparar graficamente os distintos métodos, representou-se os resultados no gráfico normalizado dos parâmetros α e β proposto por DAS (1980). Para a situação de deformação plana, a Figura 7.5 mostra que o método de Grenoble apresentou os resultados mais conservadores, mas perto da envoltória de mínima observada no universo de provas de carga realizadas pelos pesquisadores citados em DAS (1980).

O Método de Elementos Finitos (M.E.F.) concorda bem com o Método proposto por DAS (1980) para relações de embutimentos baixas ($\alpha < 0.20$), que é o caso de interesse. Para embutimentos maiores, a modelagem numérica concorda com os valores obtidos no método de Grenoble.

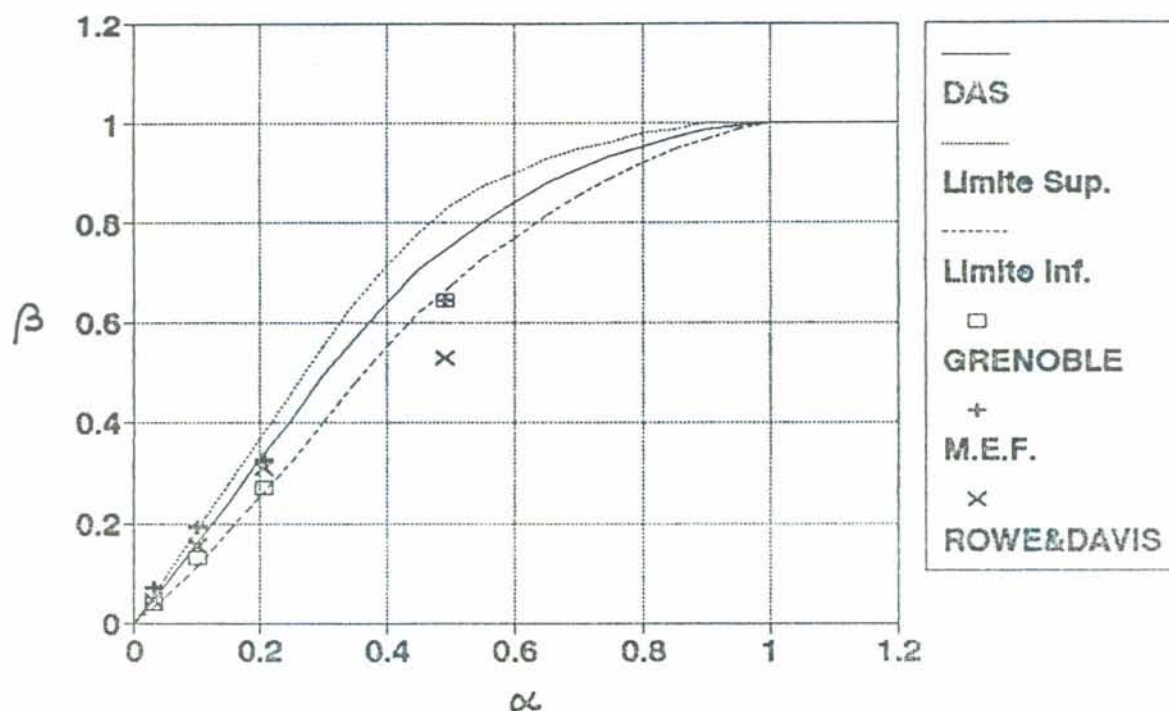


Figura 7.5. Comparação de estimativas de capacidade de carga a tração. Condição de deformação plana.

Foram desenhadas também as curvas tensão-deformação obtidas na modelagem numérica para relações (H/B) de 0.175 e 0.583 e comparadas com as cargas de rupturas estimadas pelos outros métodos. Os resultados estão apresentados nas Figuras 7.6 e 7.7.

Nas Figuras 7.8, 7.9 e 7.10 apresentam-se, respectivamente como exemplo, para o caso da relação de embutimento (H/B) de 0.583, a malha indeformada, a malha deformada e os vetores deslocamento. Como se observa na malha deformada, existe realmente um descolamento na parte inferior da sapata (que é o que se observa em provas de carga e ensaios em modelos). Observa-se também que a malha de elementos finitos poderia ser menor na parte inferior à sapata, porque esta parte da malha praticamente não trabalha, como se observa nos vetores deslocamento na Figura 7.10, levando a uma economia de tempo de execução do programa.

Para modelar o descolamento, foi necessária a utilização de elementos de junta com parâmetros resistentes

praticamente nulos para poder compará-los com os outros métodos que só consideram a resistência do solo mobilizada unicamente na parte superior da sapata, sem considerar atrito lateral nem sucção.

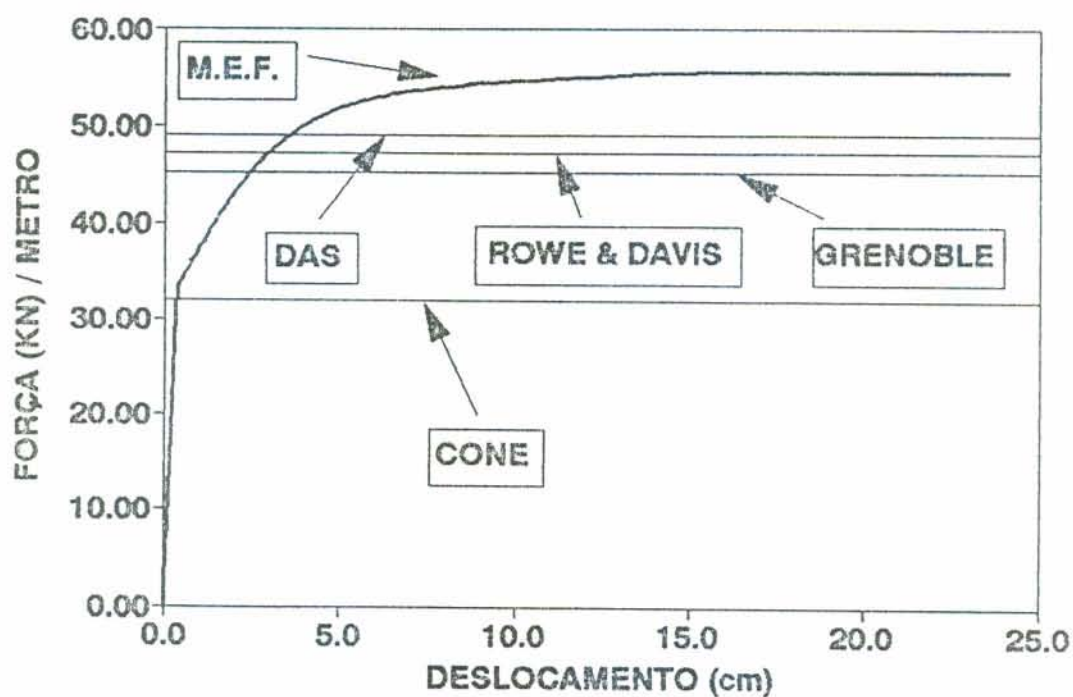


Figura 7.6. Curva força-deslocamento para $H/B = 0.175$ ($B = 4$ m)

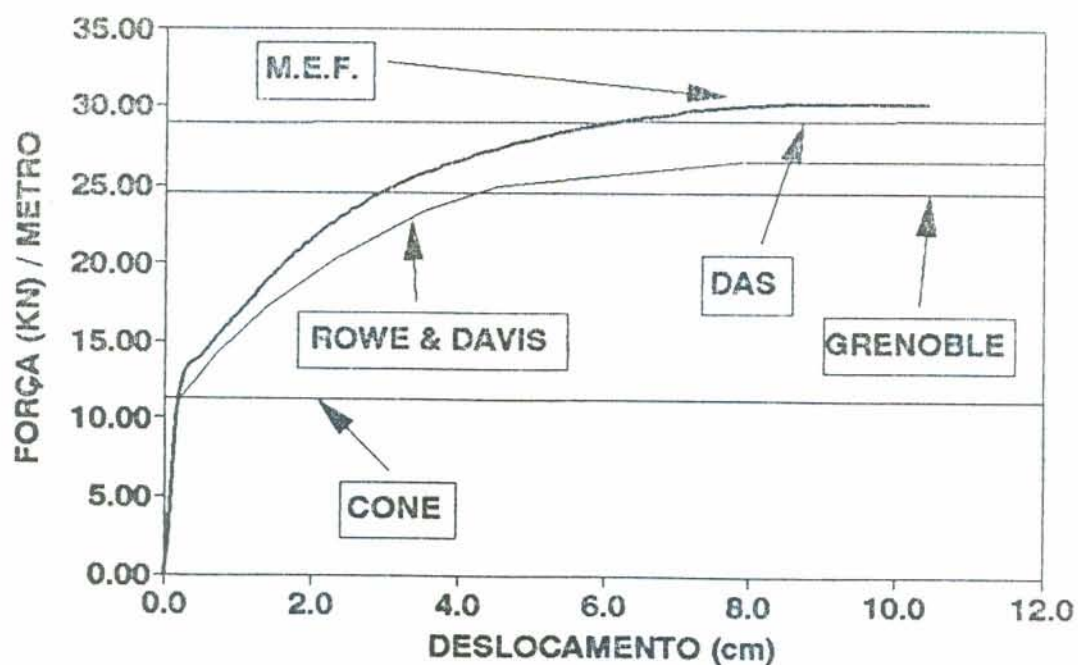


Figura 7.7. Curva força-deslocamento para $H/B = 0.583$ ($B = 1.2$ m)

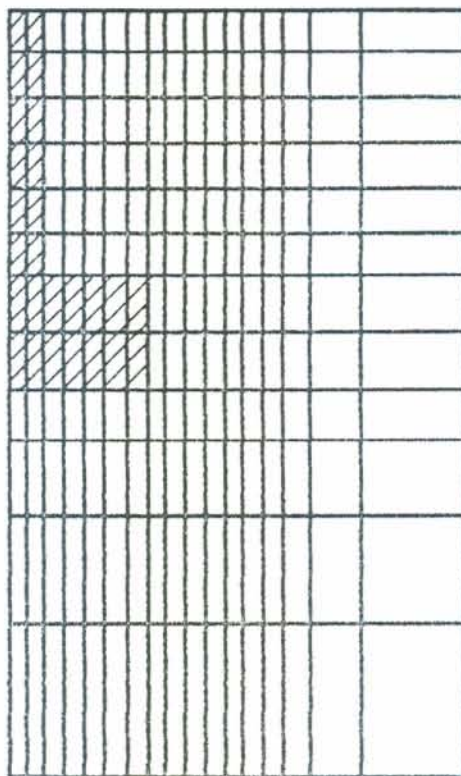


Figura 7.8. Malha de elementos finitos indeformada para $H/B = 0.583$ ($B = 1.20$ m)

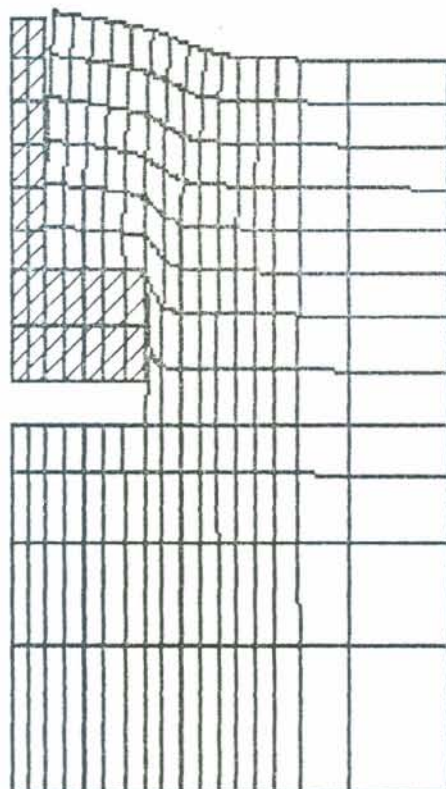


Figura 7.9. Malha de elementos finitos deformada para $H/B = 0.583$ ($B = 1.20$ m)

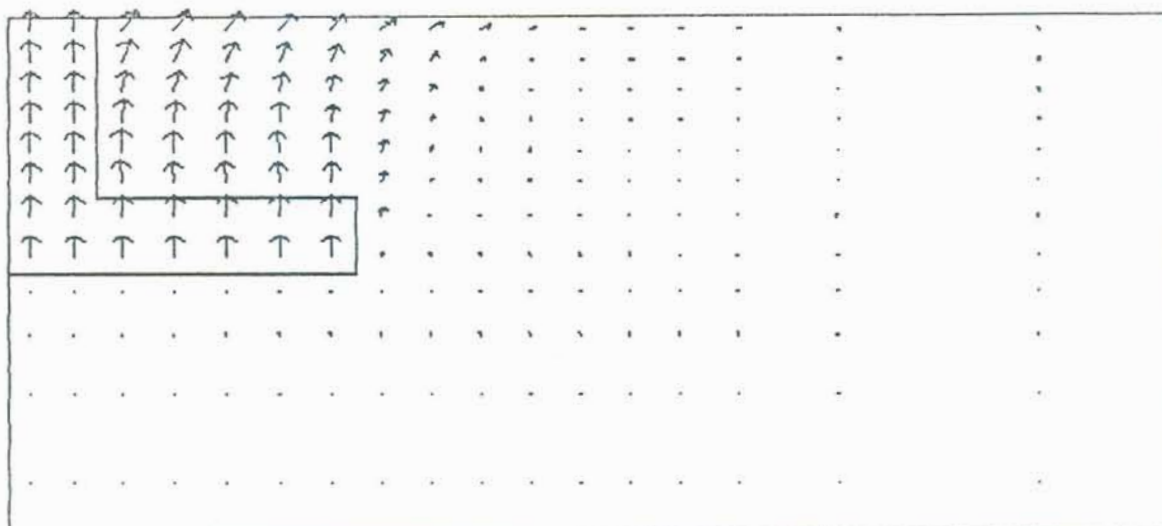


Figura 7.10. Vetores deslocamentos para $H/B = 0.583$ ($B=1.20$ m)

O método de ROWE & DAVIS (1982) dá também valores similares ao Método de DAS (1980) para a faixa de α de interesse. Este método apresenta a vantagem de estimar a curva tensão-deformação, o que foi utilizado para comparar se a modelagem numérica era razoável. Para estimar a curva tensão-deformação pelo método de ROWE & DAVIS (1982), utilizam-se ábacos que permitem calcular as deformações elásticas para um incremento de carga e, para ter em conta o incremento de deslocamento devido a plastificações locais, afeta-se as deformações calculadas por um coeficiente função da relação entre a pressão aplicada, em excesso ao peso próprio da sapata e ao peso de solo sobre ela, e a parcela de pressão de falha correspondente à resistência não drenada .

Para que as curvas calculadas pelo método de elementos finitos e pelo método de ROWE & DAVIS (1982) possam ser comparadas diretamente, as capacidades de carga estimadas por ambos métodos devem coincidir também. No caso da sapata de 4.00 m de largura não foi possível a utilização dos ábacos de cálculo de ROWE & DAVIS (1982). Para o caso de sapata com largura de 1.20 m, as capacidades de carga calculadas por ambos métodos não coincidiam exatamente e a comparação é apresentada

na Figura 7.7.

Ao fazer-se coincidir as capacidades de carga observa-se, na Figura 7.11, que existe uma razoável coincidência na estimativa dos deslocamentos.

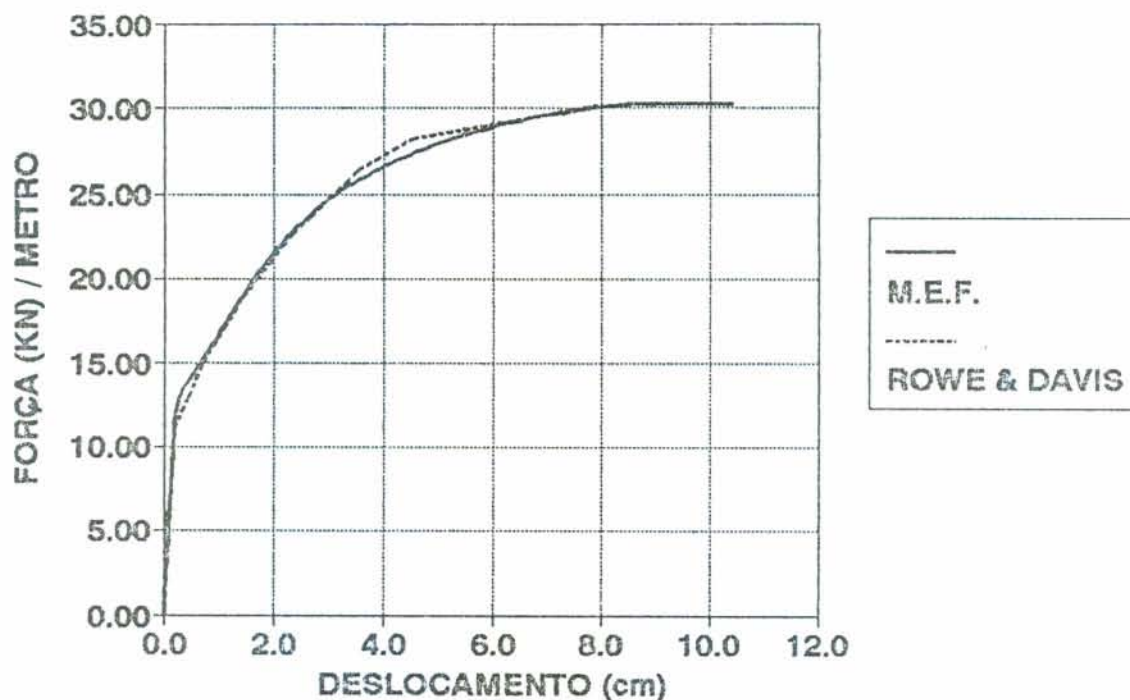


Figura 7.11. Comparação de deslocamentos para igual capacidade de carga.

No caso da condição axial simétrica, os resultados do método de Grenoble foram novamente conservadores e próximos do limite inferior dos resultados das provas de carga citadas por DAS (1980). O método de ROWE & DAVIS (1982) coincidiu razoavelmente com o proposto por DAS (1980) e os resultados do método de elementos finitos resultaram maiores ao limite superior dos dados de provas de carga citadas em DAS (1980), como o indica a Figura 7.12.

Com o objetivo de comparar estes métodos com o Método do Tronco de Cone, calculou-se a Força Admissível a partir da aplicação de um fator de segurança (FS)

- FS = 1 --> Peso próprio fundação + peso solo superior
 FS = 3 --> Parcela de resistência devida à Su

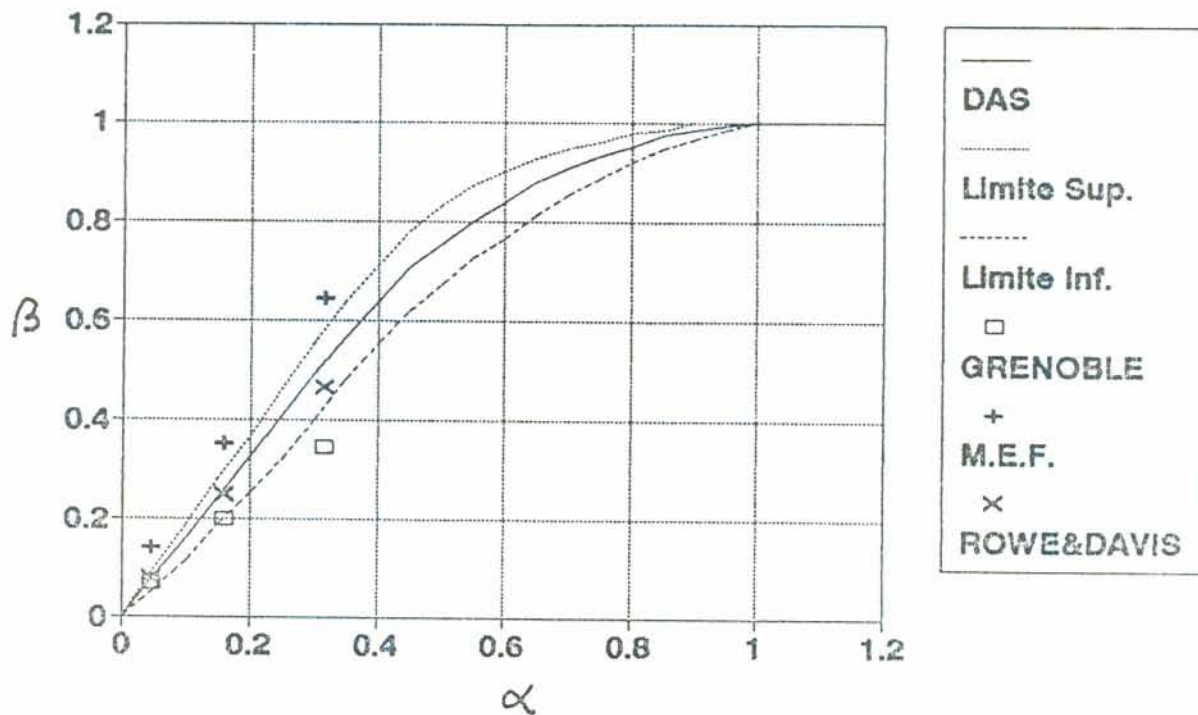


Figura 7.12. Comparação de estimativas de capacidade de carga a tração. Condição axial simétrica.

No caso do Método do Cone, o fator de segurança foi adotado igual à unidade (1). Para deformação plana a comparação da Figura 7.13 mostra que, a medida que aumenta a relação de embutimento, o método do cone fornece valores cada vez mais conservadores. Para o caso de linhas de transmissão em argilas moles, a relação de embutimento é em geral baixa pelo que se graficou na Figura 7.14 os resultados para o caso da sapata de 4.00 m de largura (sapata real) que corresponde a uma relação de embutimento de (H/B) de 0.175. Como já foi indicado por outros investigadores, o método do tronco de cone dá valores conservadores para relações de embutimentos baixas.

Em vista destes resultados, e até que provas de carga possam avaliar estes métodos em forma mais rigorosa, sugere-se, como método de cálculo, o método de Grenoble por ter apresentado os valores mais conservadores na estimativa da capacidade de carga, coincidindo com o limite inferior dos resultados de provas de carga encontrados na literatura.

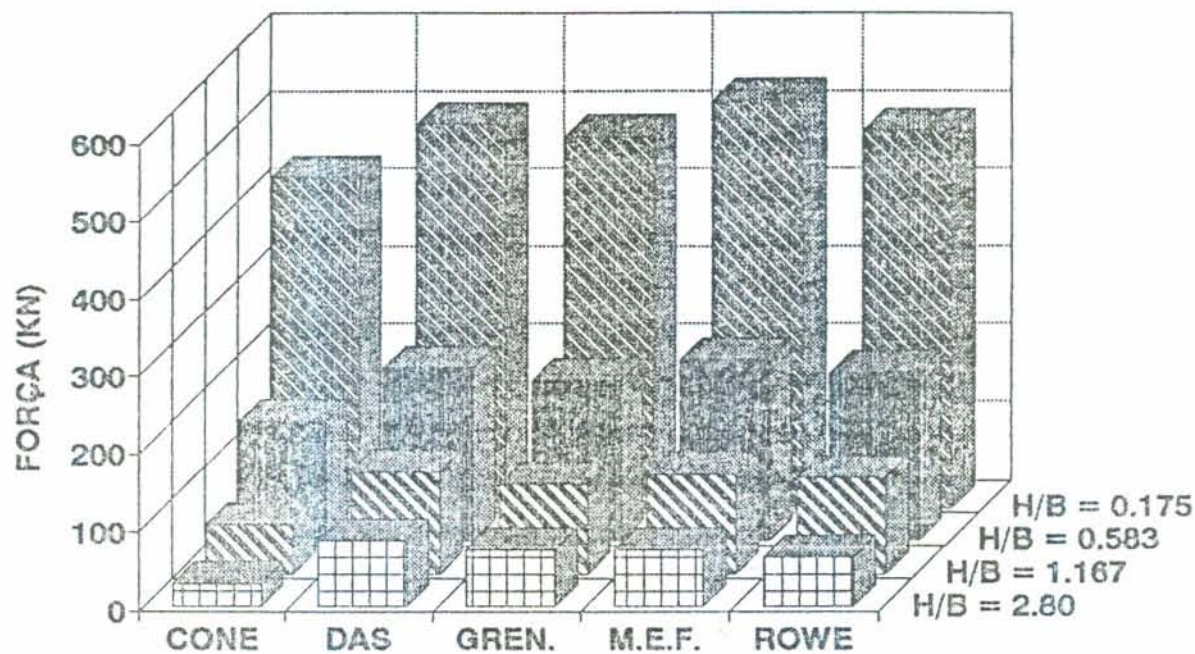


Figura 7.13. Forças admissíveis nos distintos métodos. Condição de deformação plana e $H = 0.70$ m.

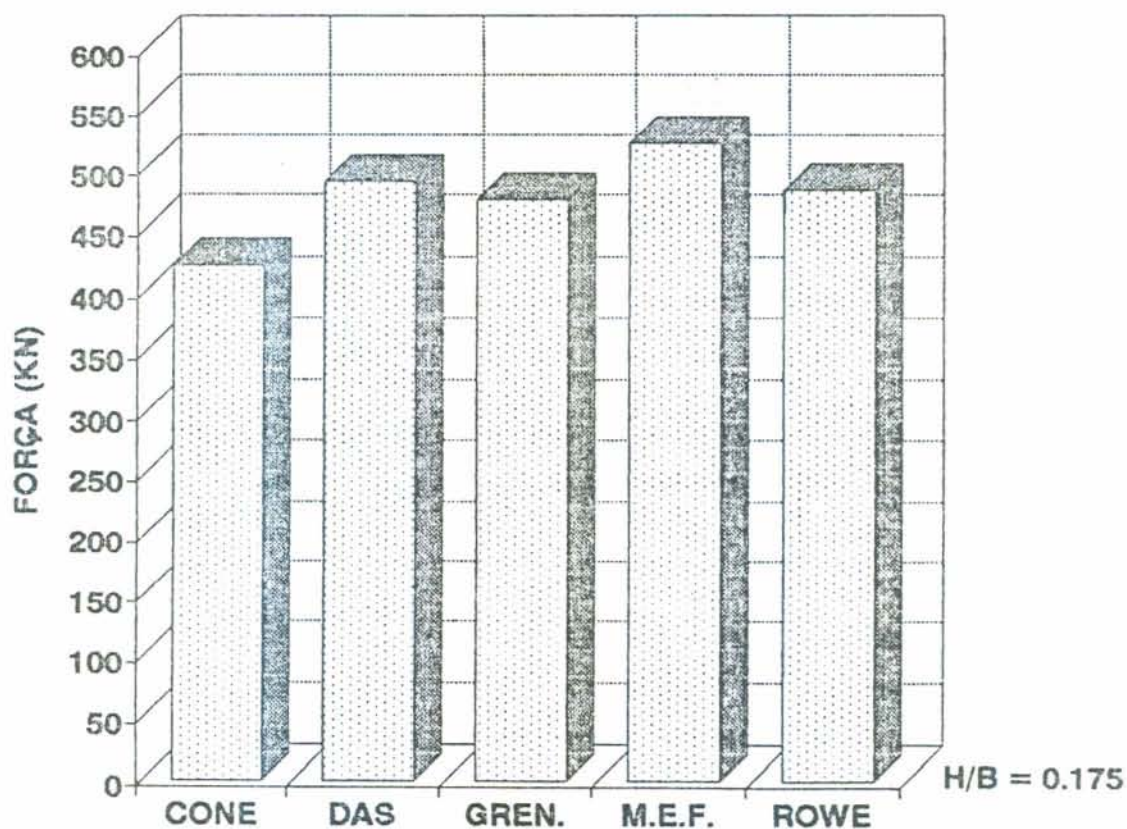


Figura 7.14. Forças admissíveis nos distintos métodos. Condição de deformação plana com $B = 4.00$ m.

Se utilizamos o método de Grenoble, para uma resistência não drenada de 9.50 KN/m^2 , a largura da sapata necessária para satisfazer um fator de segurança de 3 seria de 3.60 m para as cargas de projeto a tração da torre experimental. É importante esclarecer que utilizando um fator de segurança de 3, a parcela de força admissível correspondente à resistência não drenada é um 14 % da força total admissível. Porém, se empregássemos o método do cone, precisaríamos de uma largura de sapata de 4.20 para satisfazer um coeficiente de segurança de um (1). Isto implicaria uma redução de um 15 % no volume de concreto, além de utilizar um procedimento mais racional de cálculo. É importante alertar que o projeto da fundação da torre experimental foi feito considerando um γ de solo saturado de 20 KN/m^3 (γ submerso de 10 KN/m^3), o que conduzia a uma largura de sapata de 4.00 m com um coeficiente de segurança de 1.46, empregando o método do cone. Na realidade, o γ saturado deste solo é só de 14 KN/m^3 (γ submerso de 4 KN/m^3) o que implicaria uma largura de sapata de 6.20 m para satisfazer o mesmo coeficiente de segurança.

Também é importante indicar que o solo acima da sapata de 3.60 m colabora em 30 % na carga admissível, salientando a importância de melhorar o γ do solo compactado. O solo local provavelmente não possa ser compactado a densidades maiores à natural devido a seu alto conteúdo de umidade, sendo talvez conveniente fazer um estudo económico para colocar solo com um γ maior proveniente de alguma jazida próxima.

7.3. ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA A COMPRESSÃO

Modelou-se a sapata existente, que tem uma largura de 4.00 metros, na condição de deformação plana e calculou-se a capacidade de carga em função da resistência não drenada segundo

$$q_u = N_c * S_u + \gamma_{\text{total}} * D$$

O fator de capacidade de carga foi tomado da solução proposta por SKEMPTON (1951), para análises não drenadas, apresentado na Figura 2.15. A resistência não drenada adotada no cálculo foi tomada a uma distância de $2/3 \cdot B$ embaixo da sapata, segundo sugestão de SIMONS & MENZIES (1977), correspondendo ao valor de 7.50 KN/m².

Para a modelagem, utilizou-se o programa CRISP90 com os modelos Cam Clay Modificado e Modelo Elástico Perfeitamente Plástico com critério de plastificação de Mohr Coulomb. Como se observa na Figura 7.15, a previsão da capacidade de carga resultante da modelagem numérica concorda bastante bem com a teoria. Embora a solução de SKEMPTON (1951) não seja fechada, os resultados indicam que o procedimento utilizado na modelagem esta dando resultados razoáveis.

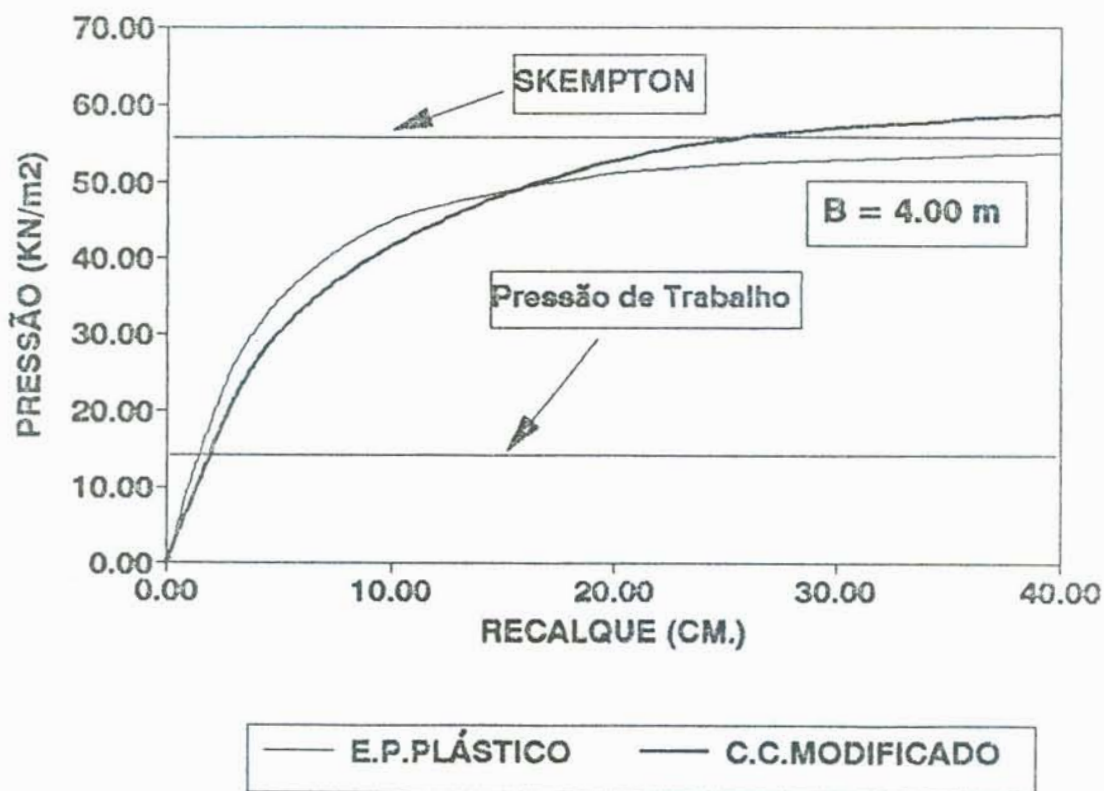


Figura 7.15. Estimativa de capacidade de carga a compressão.

Calculando-se a capacidade de carga, utilizando a solução de SKEMPTON (1951) para uma largura de sapata de 3.60 m necessária para a solicitação a tração, a capacidade de carga da fundação é de 2772 KN e, considerando que a carga máxima

para compressão é de 530 KN adicionada de 190 KN que corresponde ao incremento de carga gerado pelo peso próprio da fundação, deduz-se que o fator de segurança é de 3.85. Na curva tensão deformação, para uma pressão aplicada de 15.13 KN/m² (correspondente a 530 + 190 KN), obtém-se um recalque de 2.00 cm, que é aceitável para este tipo de estrutura.

Comprova-se aqui que, em termos de resistência não drenada, o estado de carga mais desfavorável é o que considera tração.

7.4. ESTIMATIVA DE RECALQUES

Como já foi explicado na revisão bibliográfica, o recalque em depósitos de argila mole tem três componentes :

- * Recalques Imediatos ou elásticos
- * Recalque por adensamento primário
- * Recalque por adensamento secundário

Para estimar o recalque total que sofre a torre, considera-se o ESTADO DE CARGA N° 3 que corresponde às cargas gravitacionais permanentes.

Utilizou-se aqui também a modelagem numérica em deformação plana. O modelo utilizado foi o Cam Clay Modificado, sendo a análise do tipo drenado. Segundo CONSOLI (1993), os recalques obtidos fazendo uma análise drenada são inferiores aos calculados numa análise onde coloca-se toda a carga e logo deixa-se dissipar as pressões neutras. Porém, a diferencia de recalques é pequena, não tendo importância na prática.

Para considerar o efeito da superposição dos bulbos de tensões, modelou-se em forma conjunta as duas sapatas que compõem a fundação da torre. Para levar em conta a diminuição do OCR com o rebaixamento do lençol freático, considerou-se o mesmo a -0.70 m, que foi o máximo valor registrado em todas as saídas de campo ao local de estudo.

Calculou-se também os recalques aplicando as teorias clássicas considerando a superposição dos bulbos de tensões

gerados pelas duas sapatas. Não se considerou os recalques por adensamento secundário a fim de compará-los diretamente com a modelagem numérica que também não o considera. Como resultado disto o recalque total fica :

$$\delta_{\text{Total}} = \delta_{\text{imediate}} + \delta_{\text{adensamento primario}}$$

A Figura 7.16 mostra o incremento de pressão ao longo do perfil, segundo o ESTADO DE CARGA Nº 3, mais a pressão adicional gerada pelo peso próprio da fundação. Se observa que o incremento de pressão não supera o valor de $\sigma'_{v\text{max}}$, conseqüentemente os recalques manter-se-ão dentro de limites toleráveis.

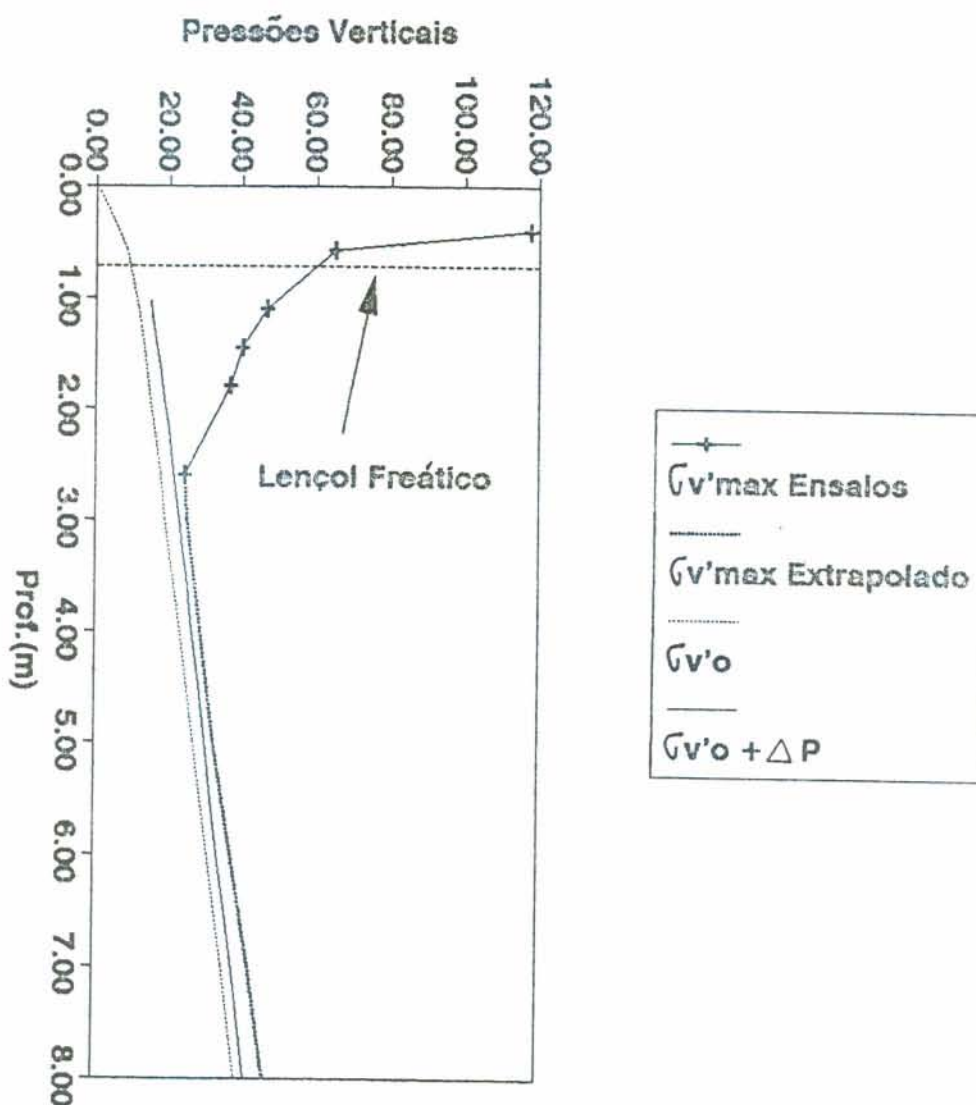


Figura 7.16. Incremento de pressão devido a cargas permanentes.

Na Figura 7.17, apresenta-se o resultado da modelagem numérica até pressões de 10 KN/m^2 . Para a pressão aplicada de 4.70 KN/m^2 , que corresponde à sapata com uma largura de 4.00 m , o recalque é da ordem de 2.50 cm . Para este tipo de estrutura, que não apresenta conductos nem outros serviços que possam ser comprometidos, um recalque de 5 cm é aceitável o que implicaria uma pressão admissível de 8 KN/m^2 .

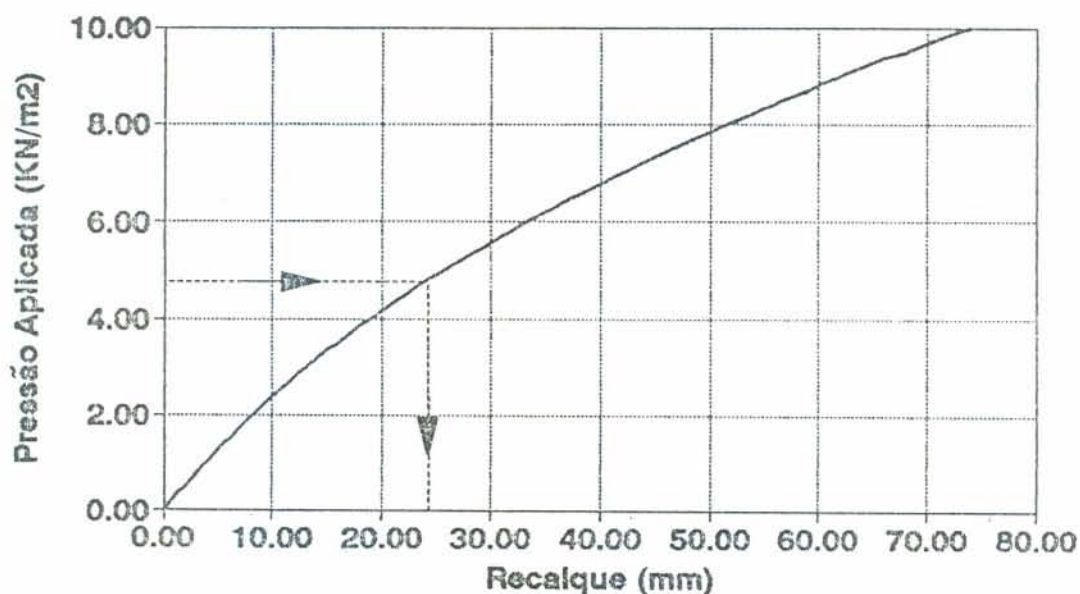


Figura 7.17. Estimativa de recalques. Análise drenada segundo CRISP90. Condição de deformação plana e $B = 4.0 \text{ m}$.

Calculando, segundo as teorias clássicas, o valor do recalque é de aproximadamente 1.75 cm o que concorda razoavelmente com a modelagem numérica.

Isto demonstra que, devido às baixas cargas gravitacionais permanentes, o estado de carga mais desfavorável continua sendo o que considera a solicitação de tração.

7.4.1. MÉTODO PROPOSTO PARA ESTIMAR OCR A PARTIR DO PERFIL DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Se a pressão aplicada, adicionada à pressão geostática vertical, não supera o valor da pressão de pré-adensamento, os recalques de uma estrutura manter-se-ão dentro de limites toleráveis. Disso se deduz a importância de estimar um perfil de OCR em depósitos de argila mole. Neste item, explica-se o procedimento proposto para **ESTIMAR UM PERFIL CONSERVADOR DE OCR** em função do perfil de resistência não drenada em depósitos de argilas moles que apresentam comportamento normalizado, o qual pode ser útil no caso de não contar com ensaios de adensamento.

Nas argilas que têm comportamento normalizado, ao aumentar a pressão de confinamento, aumenta na mesma medida a resistência. Isto se traduz num perfil de resistência não drenada que cresce linearmente com a profundidade.

LADD (1971), ao formular o Método Shansep, estabeleceu uma relação para argilas que são normalizáveis :

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right) = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC} * OCR^K$$

A Teoria de Estado Crítico, apresentada por SCHOFIELD & WROTH (1968), tem também uma expressão similar.

Segundo MAYNE (1980), a partir de dados obtidos de diversas fontes onde se aplicou o Método Shansep a argilas moles, esta relação se verifica. As argilas moles saturadas brasileiras, testadas segundo o mesmo método, também respeitaram esta expressão.

Utilizando este conceito, tentou-se obter um procedimento CONSERVADOR PARA ESTIMAR OCR a partir do conhecimento do perfil de resistência não drenada, o qual poderia ser usado para projetos de linhas de transmissão quando não se tem ensaios de adensamento.

Na Figura 7.18, extraída do trabalho de MAYNE (1980), o expoente K varia entre 0.20 e um. ATKINSON & BRANSBY (1978)

têm sugerido que o parâmetro K seja calculado como :

$$K = 1 - \frac{C_r}{C_c}$$

No caso em que C_r seja nulo, o limite teórico superior também seria igual a um.

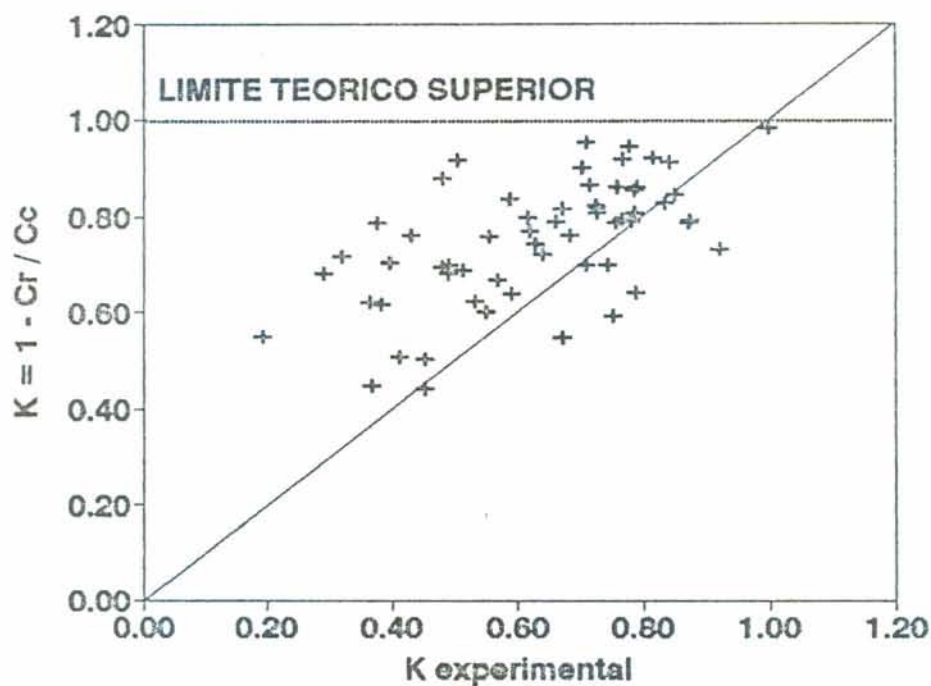


Figura 7.18. Comparação entre K experimental e teórico, segundo MAYNE (1980).

Segundo a expressão do método Shansep, sendo conhecido (S_u/σ'_{vo}) e $(S_u/\sigma'_{vo})_{NC}$, pode ser deduzido que :

$$OCR = \left[\frac{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right)}{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC}} \right]^{\left(\frac{1}{K} \right)}$$

Como observa-se na equação anterior, quanto maior for K , menor será o valor de OCR, ao extremo que quando K seja igual a seu limite superior de um (1), determinaria o limite inferior de OCR. Isto se observa nos resultados de ensaios da Figura 7.19, extraída também de MAYNE (1980). Por outra parte, quando OCR é igual à unidade, $(Su/\sigma_v'0)$ é igual a $(Su/\sigma_v'0)_{NC}$.

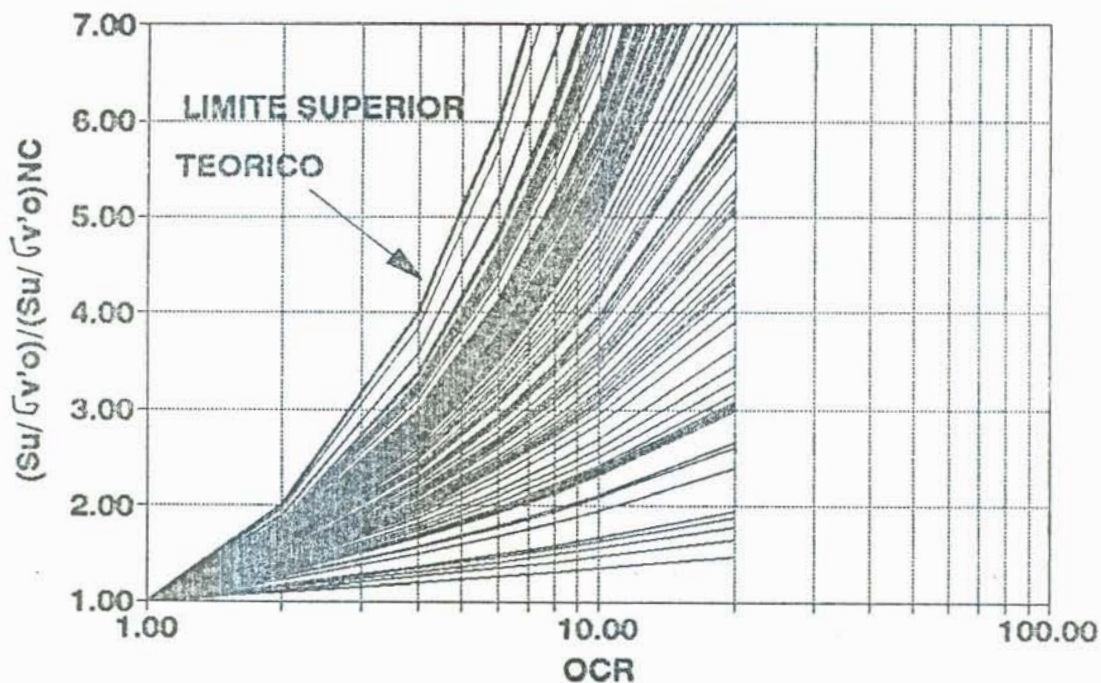


Figura 7.19. Aplicação do Método Shansep a argilas de fontes diversas, segundo MAYNE (1980).

Para que o Método Shansep seja aplicável, o solo deve apresentar um comportamento normalizado, isto é, se o solo está normalmente adensado, ao aumentar a pressão de confinamento, aumenta na mesma proporção o valor da resistência não drenada (S_u). Assim a relação $(Su/\sigma_v'0)_{NC}$ é uma constante e se traduz num perfil de resistência não drenada que cresce linearmente com a profundidade e passa por S_u igual a zero na superfície do terreno natural, onde $\sigma_v'0$ é nulo.

Tendo isto em conta, propõe-se um método para ESTIMAR EM FORMA CONSERVADORA O PERFIL DE OCR para projetos de fundações superficiais para linhas de transmissão :

1. Partindo para o caso mais conservador, adota-se $K = 1$.
2. A equação do Método Shansep fica então simplificada a :

$$\text{OCR} = \frac{\left(\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \right)}{\left(\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC}} \quad \text{ou} \quad \text{OCR} = \frac{Su}{Su_{NC}}$$

3. Determinar o perfil de Su representativo, considerando a redução de Su na crosta , segundo explicado no capítulo quinto. Em geral, o perfil de resistência não drenada está caracterizado por duas retas : A e B; como se pode observar no perfil idealizado na Figura 7.20.

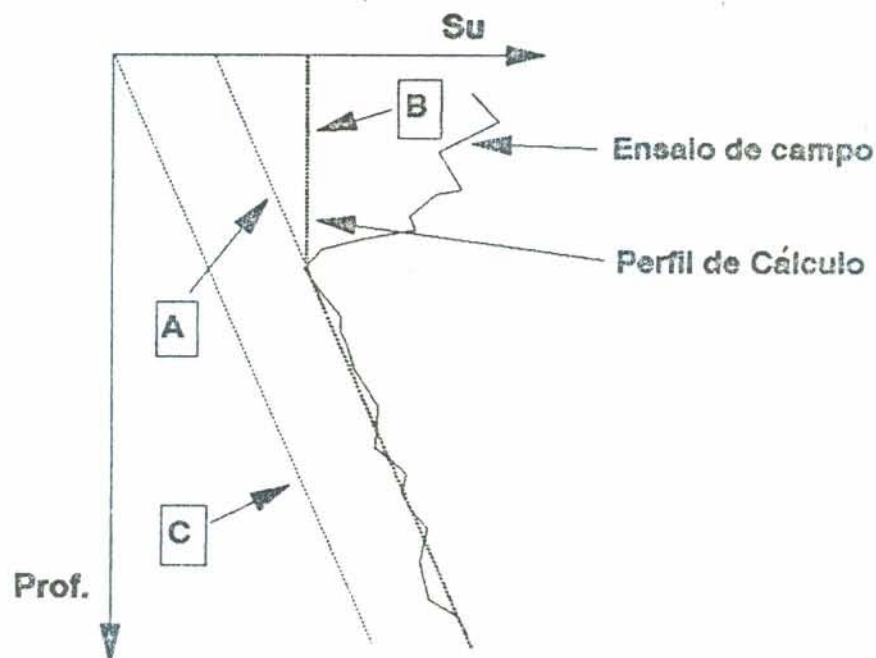


Figura 7.20. Retas para estimar OCR a partir do perfil de Su .

4. Determinar o perfil de $(Su)_{NC}$:

Existem três abordagens possíveis; as duas primeiras se baseiam no fato de que $(Su/\sigma_v'0)_{NC}$ sendo uma constante, a parte normalmente adensada se inicia no momento em que Su cresce em forma linear com a profundidade (reta A da Figura 7.20). A terceira é uma abordagem empírica.

Estritamente, a reta de resistência não drenada normalmente adensada deveria passar pelo valor de Su igual a zero na superfície. Em alguns depósitos não o faz, como no caso da Figura 7.20, indicando que existe algum grau de pré-adensamento. Nestes casos, propõe-se estabelecer uma terceira reta (reta C da Figura 7.20) paralela à reta A, mas que passa por Su igual a zero na superfície.

Calculam-se assim, para cada profundidade, dois valores de OCR :

$$OCR_{\text{reta A}} = \frac{Su_{\text{perfil de cálculo}}}{Su_{\text{definido pela reta A}}}$$

$$OCR_{\text{reta C}} = \frac{Su_{\text{perfil de cálculo}}}{Su_{\text{definido pela reta C}}}$$

Como a reta de $(Su)_{NC}$ pode estar entre a reta A e a C, calcula-se o OCR para cada profundidade como a média dos valores obtidos anteriormente.

A abordagem empírica é calcular diretamente a relação $(Su/\sigma_v'0)_{NC}$ a partir da correlação sugerida por BJERRUM, citada por ALMEIDA (1986), para sedimentos recentes (argilas jovens) apresentada na Figura 7.21, em função ao Índice de Plasticidade (IP).

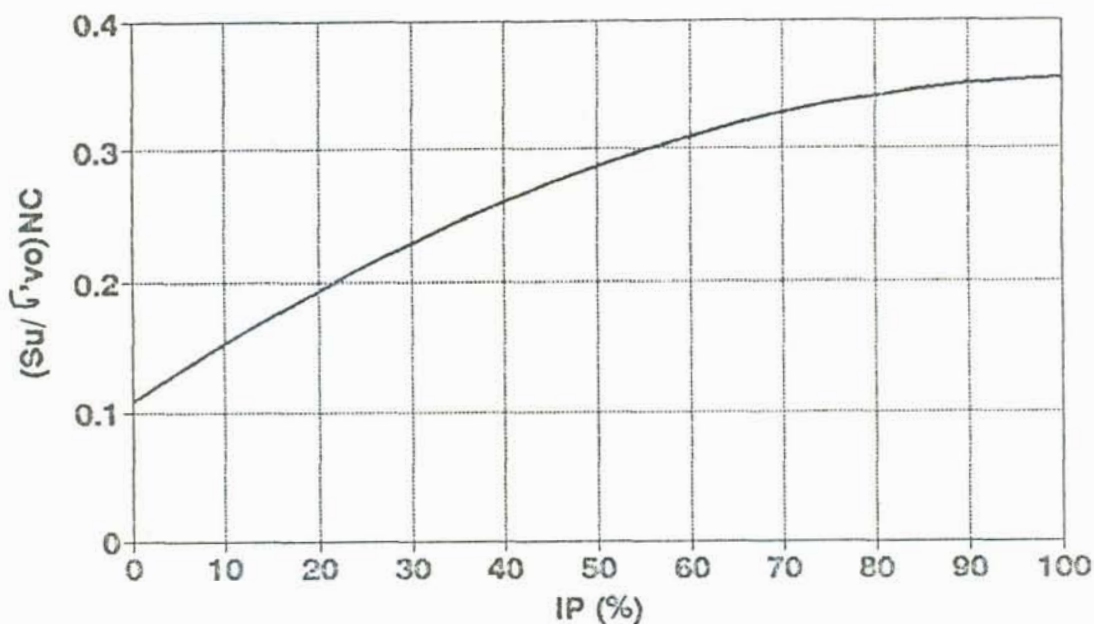


Figura 7.21. Correlação de $(Su/\gamma'_{vo})_{NC}$ vs. IP (%) para sedimentos recentes, segundo BJERRUM.

7.4.2 ESTIMATIVA DE OCR A PARTIR DO PERFIL DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Aplicou-se a metodologia explicada anteriormente no local de estudo. O perfil de resistência não drenada, indicado na Figura 7.22, está caracterizado por duas retas, A e B, e se definiu, segundo a metodologia proposta, uma terceira reta (C) paralela à reta A que passa pela origem onde S_u é igual a zero.

Na Figura 7.23, apresenta-se o resultado da aplicação do método proposto, observando-se que o perfil de OCR estimado é conservador.

Contou-se também com dados de outros quatro perfis de argila mole bem documentados no Brasil. A quantidade de ensaios efetuados em cada um deles foi suficiente para poder definir estatisticamente o perfil mais provável de resistência não drenada e de OCR. Estes locais são :

- * Local N 1 : Rio Sarapuí no Rio de Janeiro.
COLLET (1978) e ORTIGÃO (1980)
- * Local N 2 : Baixada Fluminense. ARAGÃO (1975).
- * Local N 3 : Área Industrial da Santa Cruz. Zona Litorânea. ARAGÃO (1975).
- * Local N 4 : Litoral Norte da Guanabara. ARAGÃO (1975).

Os perfis de resistência não drenada e os de OCR reais e estimados são apresentados nas Figuras 7.24 a 7.31.

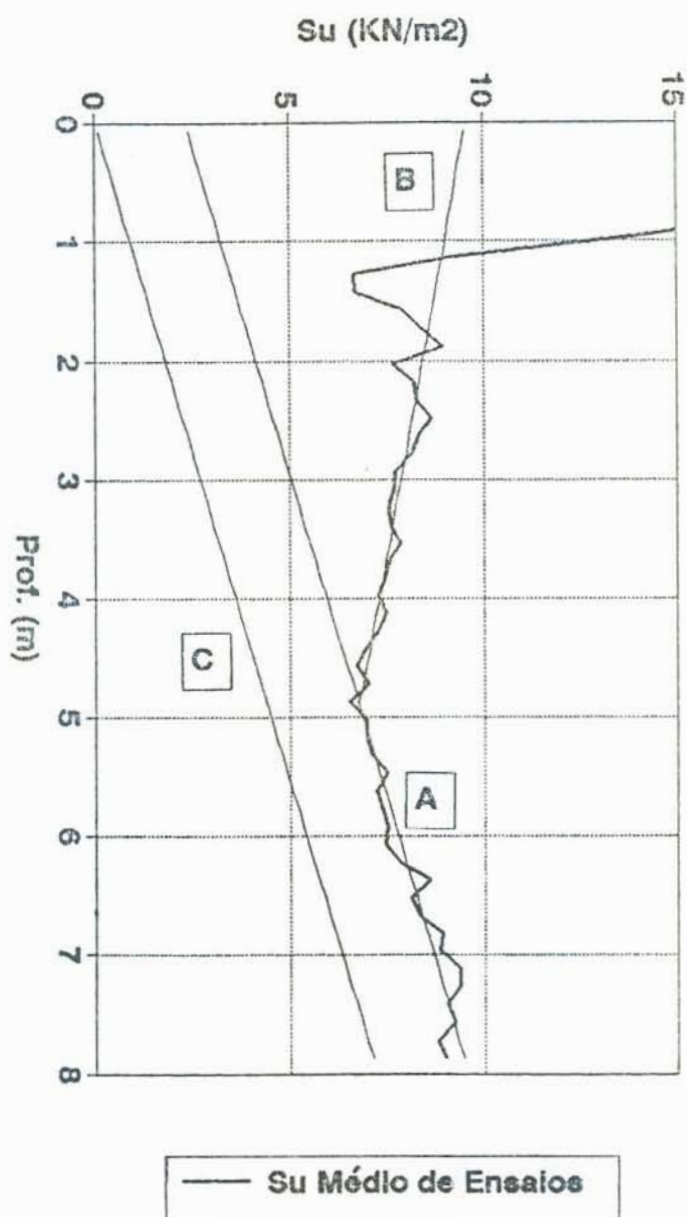


Figura 7.22. Perfil de resistência não drenada do local de estudo. Retas para estimar o perfil de OCR.

Como se pode observar em todos os casos, o método que utiliza as retas A, B e C para estimar o perfil de OCR foi conservador, e a abordagem de estimar $(Su/\sigma'v'o)_{NC}$, segundo a correlação de BJERRUM, citada por ALMEIDA (1986), coincidiu melhor com os resultados de ensaios mas em alguns casos estimou um OCR maior do que os outros métodos.

Em vista destes resultados, e quando não se conta com ensaios de adensamento, sugere-se estimar um perfil conservador do OCR para utilizar-se no cálculo de fundações para linhas de transmissão segundo o método que utiliza as retas A, B e C, e calcular, como controle e como perfil mais provável de OCR, segundo a abordagem empírica de estimar a relação $(Su/\sigma'v'o)_{NC}$ com a correlação de BJERRUM, citada por ALMEIDA (1986).

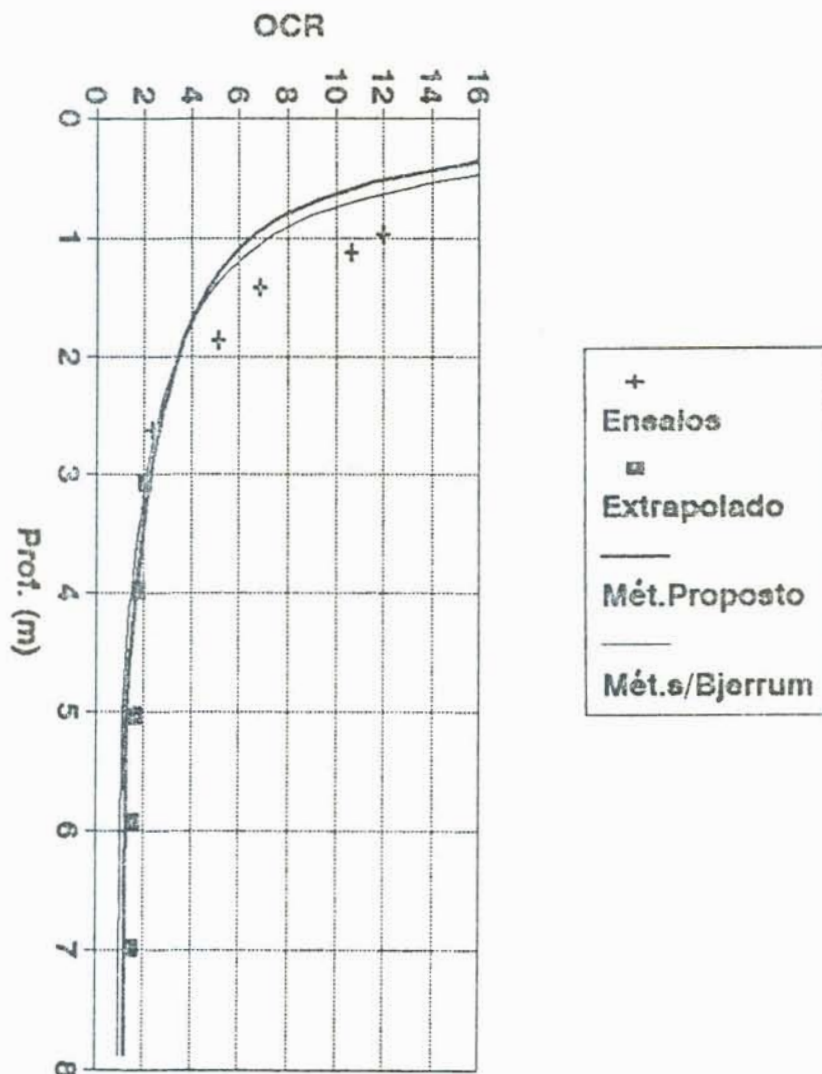


Figura 7.23. Estimativa do perfil de OCR do local de estudo.

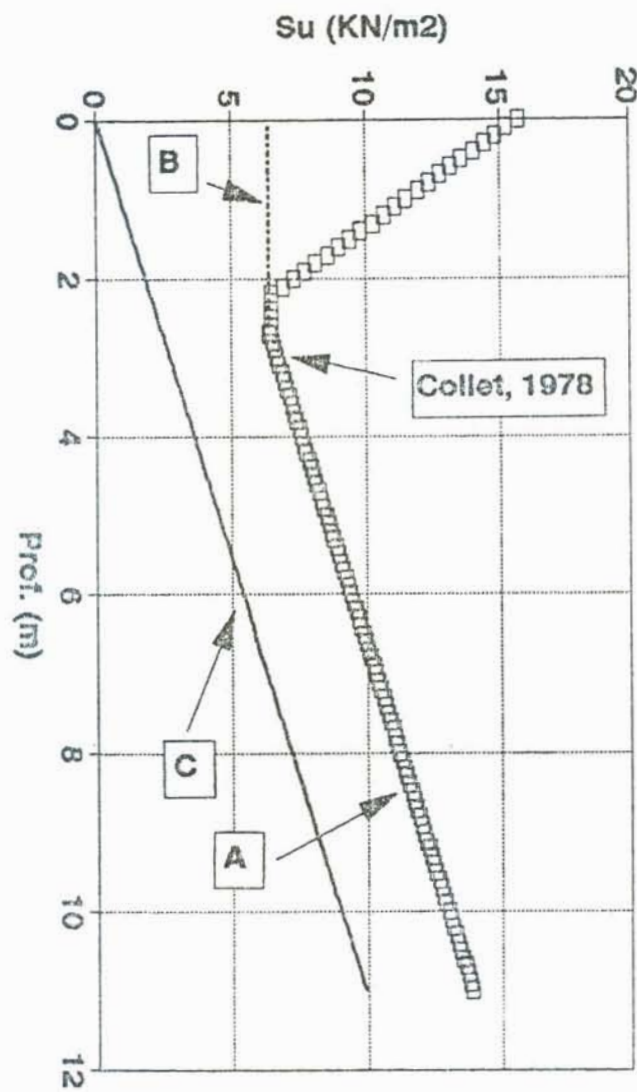


Figura 7.24. Perfil de resistência não drenada do local N° 1. Retas para estimar o perfil de OCR.

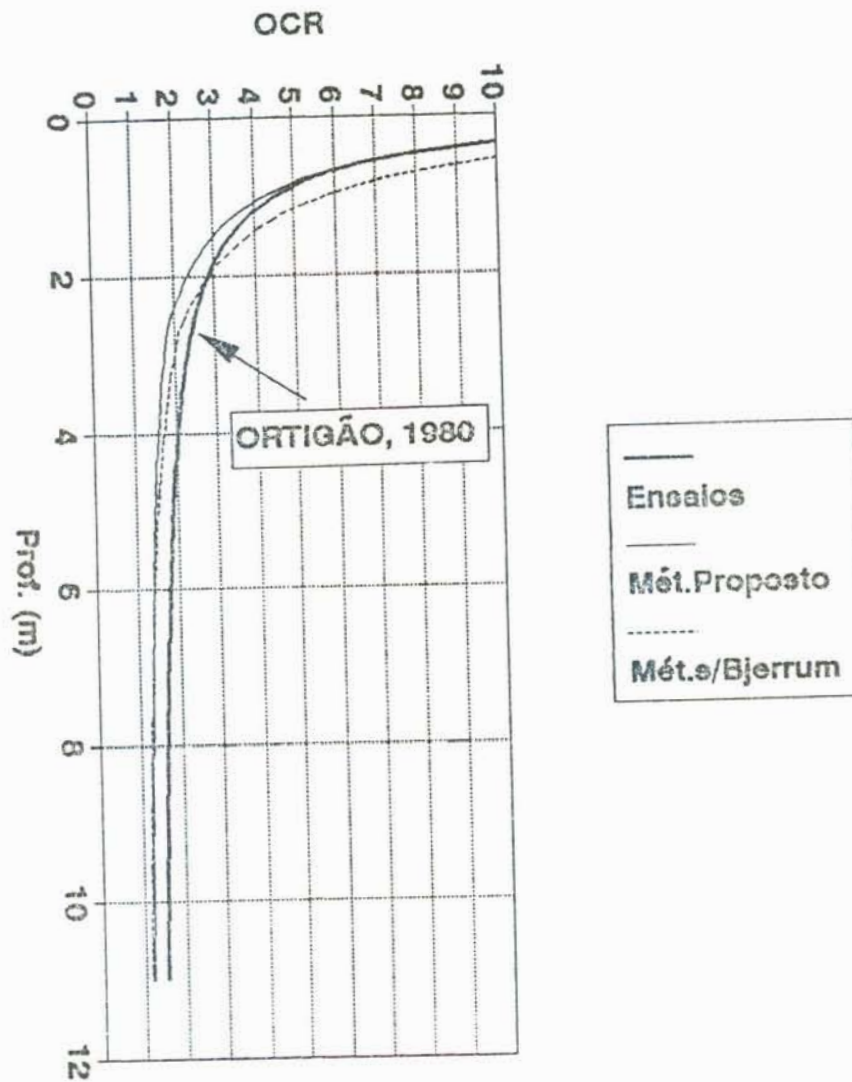


Figura 7.25. Estimativa de OCR do local N° 1.

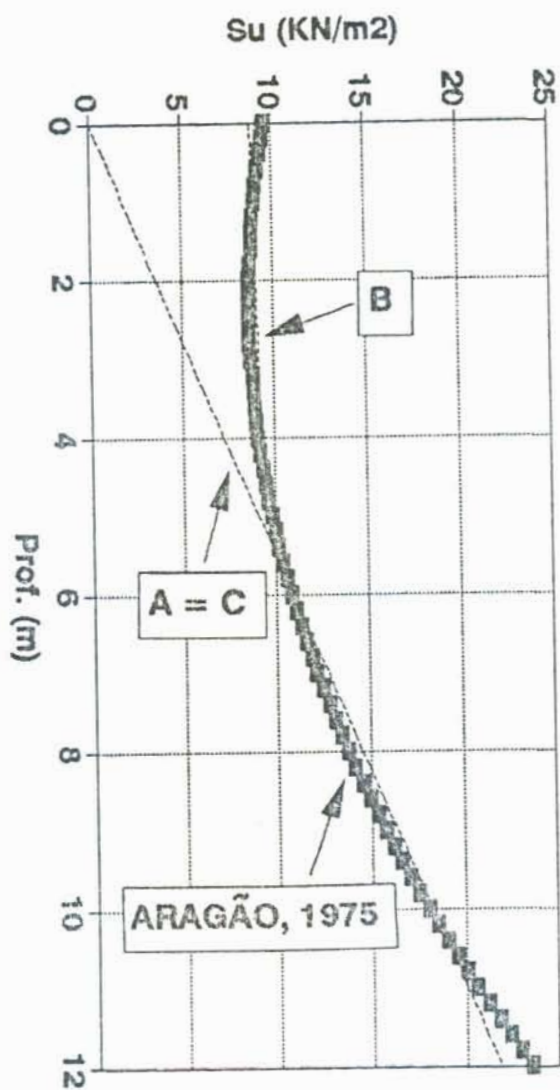


Figura 7.26. Perfil de resistência não drenada do local N° 2. Retas para estimar o perfil de OCR.

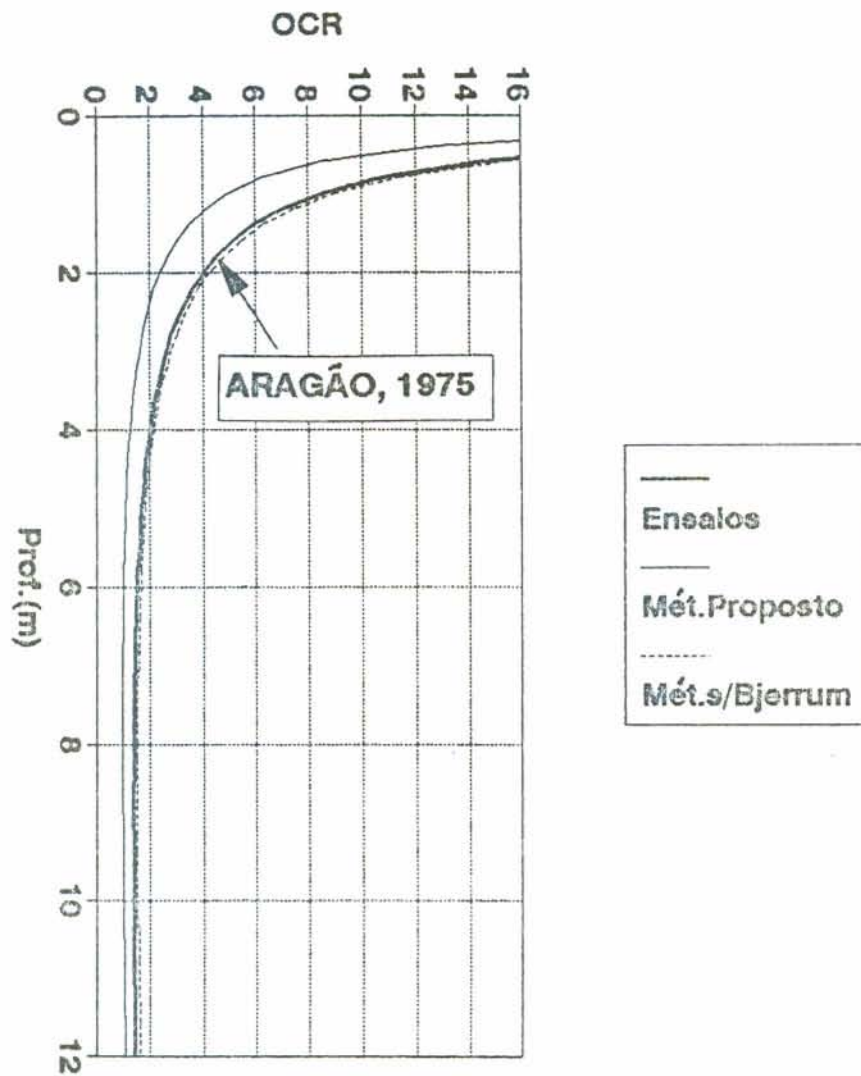


Figura 7.27. Estimativa de OCR do local N° 2.

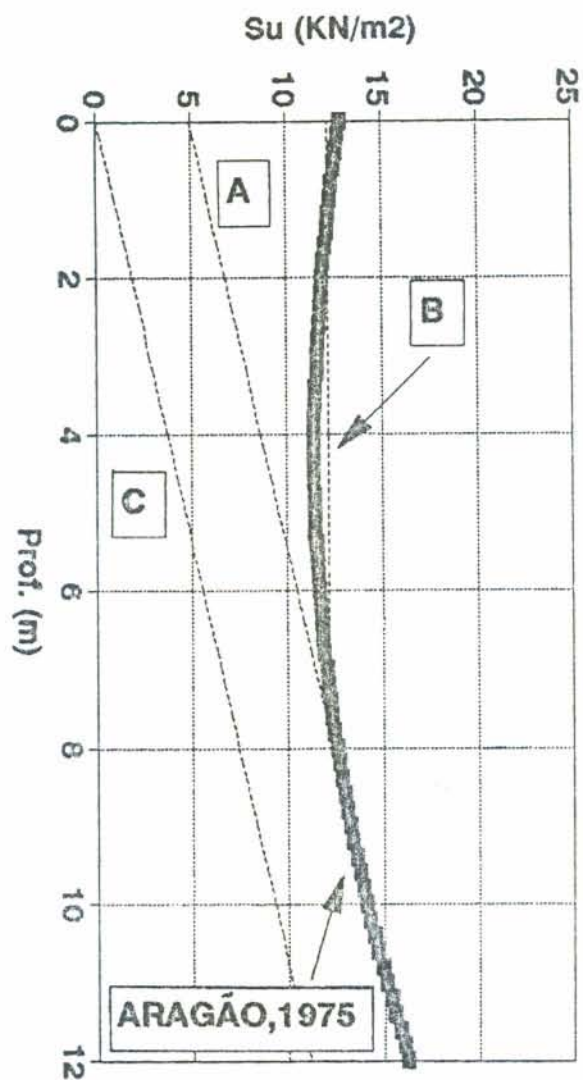


Figura 7.28. Perfil de resistência não drenada do local N° 3. Retas para estimar o perfil de OCR.

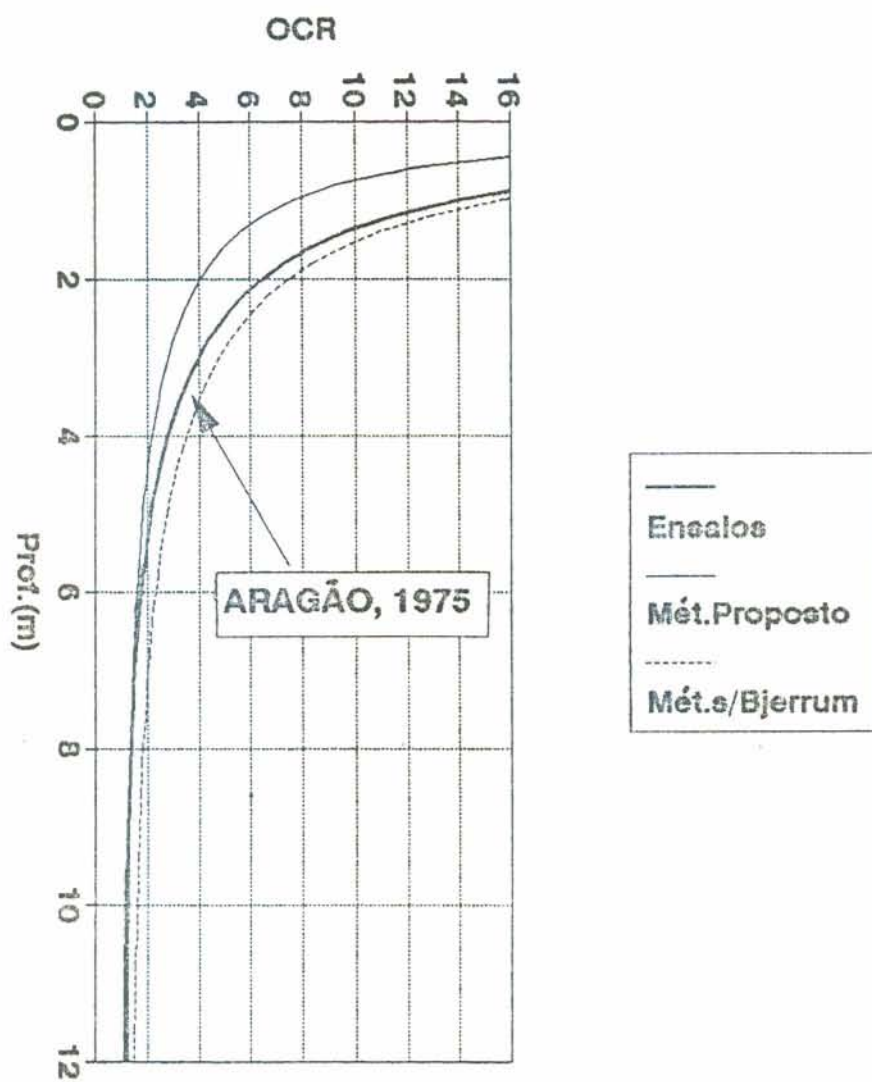


Figura 7.29. Estimativa de OCR do local N° 3.

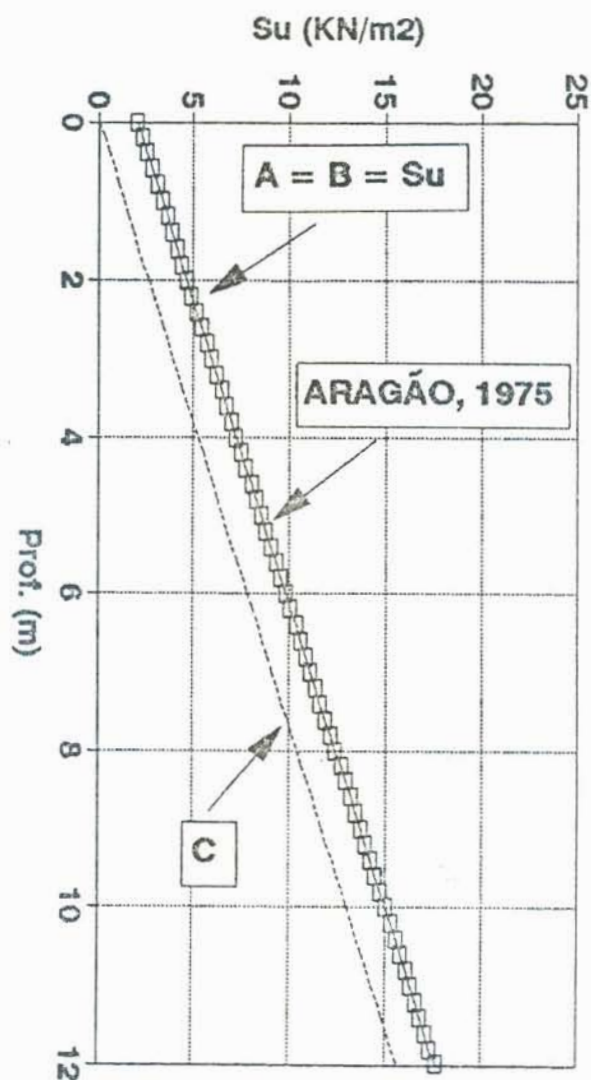


Figura 7.30. Perfil de resistência não drenada do local N° 4. Retas para estimar o perfil de OCR.

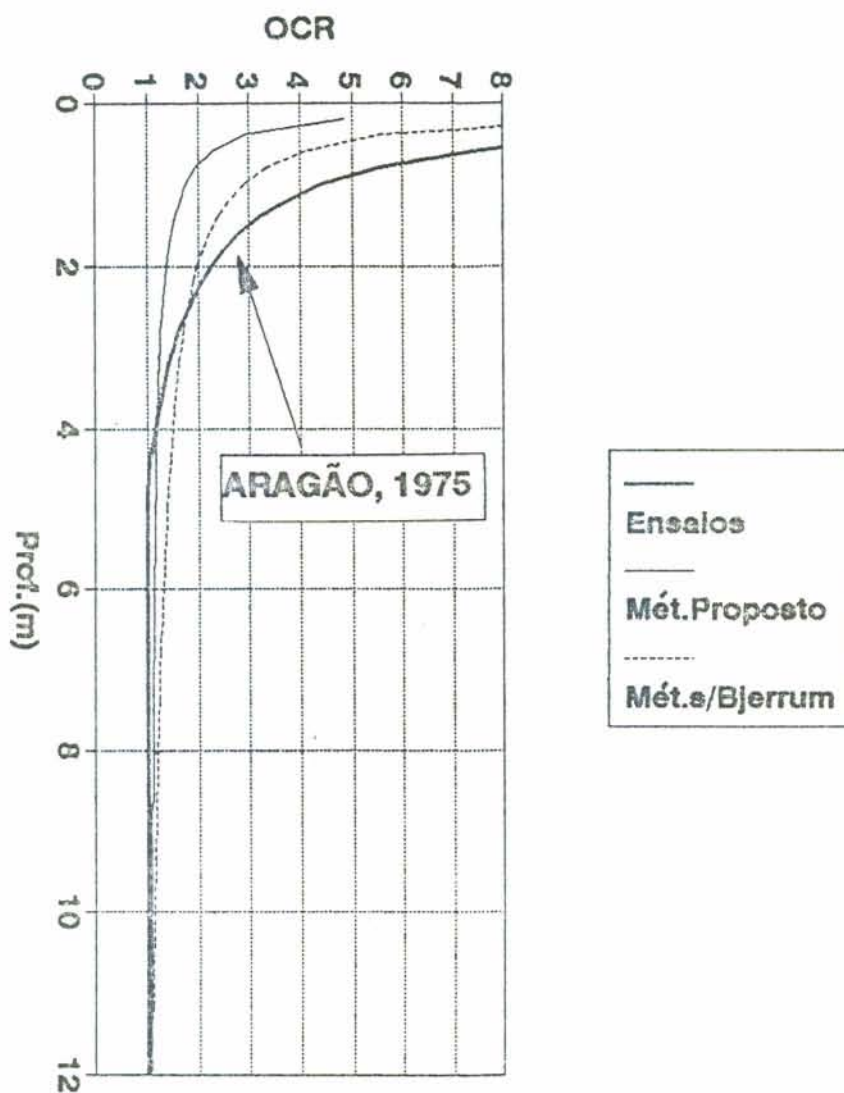


Figura 7.31. Estimativa de OCR do local N° 4.

7.5. MÉTODO SUGERIDO PARA PROJETAR FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS PARA LINHAS DE TRANSMISSÃO EM ARGILAS MOLES SATURADAS

Como consequência da análise do comportamento da fundação e os resultados obtidos na aplicação do cone manual com leituras elétricas, sugere-se um procedimento para projetar fundações para torres de suspensão em depósitos de argilas moles saturadas.

Em todo projeto de fundações, é preciso como primeiro passo realizar ensaios de solos apropriados para estimar parâmetros de cálculo a serem utilizados posteriormente. Logo, tem de ser feita uma verificação de capacidade de carga, neste caso a tração e compressão, e uma verificação de recalques. Sugere-se então, a seguinte seqüência :

1. Determinação dos locais de possível ocorrência de argilas moles. Em todo projeto de linhas de transmissão, é feito um levantamento topográfico. Os locais de possível ocorrência de depósitos de argilas moles são as depressões entre elevações onde o relevo se mantém plano. A pedologia indica essas áreas com gley húmicos, solos aluviais, sedimentos quaternários ou planossolos.

2. Ensaios de Solo a realizar :

Recomenda-se o ensaio de SPT para verificar a ocorrência do depósito de argila mole ou trado manual. Devido às correlações que existem entre parâmetros de cálculo e os ensaios de caracterização, sugere-se a realização ao longo do perfil de ensaios de umidade natural e, em alguns pontos, ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade. Para estimar o perfil de resistência não drenada, o ideal seria fazer ensaios de vane a diferentes profundidades, ou ensaios de CPT Standard. De não contar com estes ensaios, pode-se utilizar como alternativa o cone manual com leituras elétricas para estimar o perfil de resistência não drenada.

3. Estabelecer o perfil de resistência não drenada de cálculo segundo a sugestão de LEFEBVRE et.al(1987), aplicada neste trabalho.

4. Definir os diversos estados de carga e estimar a geometria das fundações.

5. Estimar a capacidade de carga a tração

Para estimar a capacidade de carga a tração, sugere-se usar o Método de Grenoble. Para determinar a carga admissível, pode-se utilizar um fator de segurança de 1 (um) para as parcelas devido ao peso próprio, e de 3, segundo a sugestão de DANZIGER (1985), para a parcela correspondente à resistência não drenada. Por iteração com as ações exteriores, verifica-se a geometria estimada da fundação.

6. Verificação de Capacidade de Carga a Compressão

Utilizando a geometria de fundação calculada no passo prévio, calcular a capacidade de carga a compressão, segundo SKEMPTON (1951), explicado no item 2.3.2., e estabelecer a Carga Admissível com um coeficiente de segurança de 3 (três), a qual será comparada com as cargas externas de compressão.

7. Verificação de Recalques

Como primeiro passo, se não houver ensaios de adensamento, sugere-se estimar um perfil CONSERVADOR de OCR, a partir do perfil de resistência não drenada, segundo o procedimento descrito no item 7.4.1. A partir do OCR, é possível estabelecer o perfil de pressão de pré-adensamento (σ_v' max). Se as tensões geostáticas verticais somadas ao incremento de pressão gerado pelas cargas permanentes da torre não superar o valor de σ_v' max ao longo do perfil, os recalques ficarão dentro de limites toleráveis. Caso contrário, pode-se ter uma estimativa aproximada dos recalques a partir da aplicação do procedimento descrito em 2.4.3., estimando E_u em função de OCR, IP e S_u ; e a partir do perfil de umidade natural e C_c em função da relação $(1 + e_o)$. Segundo os engenheiros da CEEE, como não há condutos nem outros serviços que possam ser comprometidos, este tipo de estrutura pode absorver recalques da ordem de 10 cm ou mais sem problemas.

8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

8.1. CONCLUSÕES

O presente trabalho permitiu formular as seguintes conclusões :

1. Os resultados têm demonstrado que o cone manual com leituras elétricas pode estimar o perfil de resistência não drenada para projetar fundações para linhas de transmissão. Também se poderia empregar este equipamento no estudo de mapeamentos geotécnicos, fundações para habitações de baixo custo, projetos de estradas, estudo de loteamentos, viabilidade de projetos em obras maiores ou em todos aqueles casos onde não se tenha a possibilidade de contar com ensaios consagrados na prática para estudar argilas moles devido a custos ou dificuldade de acesso a tais locais.

2. A previsão do perfil de resistência não drenada feita a partir da aplicação do Método Shansep está coerente com o perfil de resistência não drenada obtido através de ensaios de vane.

3. A partir do perfil de resistência não drenada e da formulação do Método Shansep, pode-se obter um PERFIL CONSERVADOR de OCR.

4. Conhecido o perfil de resistência não drenada, pode-se estabelecer um procedimento para projetar fundações superficiais para torres de suspensão em depósitos de argila mole saturada.

5. Foi verificado, no caso da torre experimental do local de estudo, que a solicitação a tração é a que determina o projeto da fundação.

6. A partir da comparação dos distintos métodos que estimam capacidade de carga a tração, concluiu-se que se pode utilizar o Método de Grenoble. Este apresentou os resultados mais conservadores entre os métodos de cálculo que se baseiam na resistência não drenada. Concluiu também com o limite inferior dos resultados de provas de carga registradas na literatura.

7. Da aplicação do Método de Elementos Finitos, concluiu-se que, no caso de depósitos de argila moles com OCR maior que dois, existe a alternativa de aplicar o Modelo Cam Clay quando se conhece o perfil de resistência não drenada. Neste caso se recomenda o cálculo da pressão isotrópica de pré-adensamento (p'_c), segundo o procedimento indicado nesta pesquisa.

8.2. SUGESTÕES

Para dar continuidade e melhorar este trabalho, são dadas algumas sugestões que não foram possíveis realizar pela limitação de tempo da pesquisa

a. A partir da tese de doutorado de SOARES(1994), será possível contar com um maior volume de dados para estabelecer o perfil de resistência não drenada mais provável do local de estudo, o que permitirá estimar um valor de Nk^* mais preciso para o cone manual com leituras elétricas.

b. Executar provas de carga no local de estudo, o que permitirá avaliar os métodos de estimativa de capacidade de carga a tração de uma maneira mais rigorosa e estabelecer o melhor método para projetar fundações para torres de suspensão em argilas moles saturadas.

c. A partir das provas de carga e dos dados de ensaios de SOARES (1994), poderá empregar-se o método de elementos finitos com maior precisão. É importante indicar que os métodos numéricos são os únicos que realmente podem considerar o fato

de que sobre as sapatas há um solo compactado, sendo sugerido estudar o efeito que têm os distintos graus de compactação do mesmo na capacidade de carga. Os outros métodos consideram a presença de um solo homogêneo, o que na realidade não se dá.

d. Sugere-se também estudar, empregando o método de elementos finitos, a influência do esforço horizontal na capacidade de carga a tração e a compressão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. **The mechanics of soils**. London: McGraw-Hill, 1978. p.329-336.
- ALMEIDA, M.S.S. Propriedades geotécnicas da argila mole do Rio de Janeiro à luz de estados críticos e correlações empíricas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Pallotti, 1986, v.1, p.15-24.
- AMERASINGHER, S.F.; KRAFT, J.R. Application of a Cam Clay Model to overconsolidated clay. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Chichester, Jhon Wiley, v.7, p.173-186, 1983.
- AMORIM, W.M. **Contribuição ao estudo das argilas orgânicas de Pernambuco**. Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ, 1975. Dissertação de mestrado.
- ARAGÃO, C.J. **Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argilas moles na área do Grande Rio**. PUC/RJ, 1975. Dissertação de mestrado.
- ASHCAR, R.; LAUREANO, C.A.; KIRCHNER, C.A.R. Tipos, critérios e comportamento das fundações de torres de linhas de transmissão. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 1985, v.2, p.237-256.
- BJERRUM, L. Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as related to settlement of building. **Geotechnique**, London, v.17, n.2, pp. 83-118, 1967.
- BRESSANI, L.A. **Contribuição ao estudo de comportamento tensão-deformação-resistência da argila de Sarapuí /RJ**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- BRITO, A.M.; GUNN, M.J. **CRISP90 : User's and programmers's guide**. Cambridge, Cambridge University Engineering Department Soil Mechanics Group, 1990.

- COLLET, H.B. **Ensaio de palheta de campo em argilas moles da Baixada Fluminense.** Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ, 1978. Dissertação de mestrado.
- CONSOLI, N.C. Influência da densidade, do tempo de carregamento e das condições de drenagem do solo nas trajetórias de tensão e nos deslocamentos de uma fundação superficial. In:XXVI JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 1993, Montevideo. **Anais...** Montevideo : ASIE/IEI, 1993, v.4, p.63-75.
- DANZINGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. Alguns critérios para dimensionamento de fundações submetidas a esforços de tração. In:SEMINARIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, 5, 1979, Olinda. **Anais...** Recife : Grupo ELECTRA/PTEL, 1979, v.5.
- DANZINGER, F.A.B. **Fundação para linha de transmissão.** In: ENCONTRO REGIONAL SOBRE LINHAS DE TRANSMISSÃO. Encontro Regional sobre Linhas de Transmissão, 1985, Goiania.
- DAS, B.M. A procedure for estimation of ultimate uplift capacity of foundations in clay. **Soils and Foundations**, Tokyo, v.20, n.1, p.77-82, 1980.
- DAVISON DIAS, R. **Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão.** Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ, 1987. Tese de doutorado.
- DAVISON DIAS, R.; GEHLING, W.Y.Y. Resistência ao cisalhamento e compressibilidade da crosta de um depósito de argila (Gley Húmico) da Grande Porto Alegre. In:COBRAMSEF, 7, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre:ABMS, 1986 ,v.1, p.107-120.
- DE RUITER, J. The static cone penetration test state of-the-art-report. In:EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam:A.A.Balkema, 1982. v.2, p.389-405.
- DUARTE, A.E.R. **Caraterísticas de compressão confinada da argila mole do Rio Sarapuí, no Km. 7.5 da rodovia Rio Petrópolis.**Rio de Janeiro : PUC, 1977. Dissertação de mestrado.
- JAKY, J. The Coefficient of Earth Pressure at Rest. **Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers**, Budapest, Hungary, p.355-358, 1944.

- LADD, C. **Strength parameters and stress - strain behaviour of saturated clays.** M.I.T. Research Report R 71-23, Soil Publication 278, 1971.
- LEFEBVRE, G.; PARE, J.J.; DASCAL, O. Undrained shear strength in the superficial weathered crust. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.24, p.23-34, 1987.
- LUNNE, T.; KLEVEN, A. Role of CPT in North Sea foundation engineering. In: SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING AND EXPERIENCE, 1981. **Proceedings...** Geotechnical Engineering Division, ASCE, p.49-75, 1981.
- MAYNE, P.W. Cam Clay predictions of undrained strength. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, ASCE, v.106, n.11, p.1219-1242, 1980.
- MAYNE, P.W.; KULHAWY, F.H. Ko-OCR relationships in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, ASCE, v.108, n.6, p.851-872, 1982.
- MEIGH, A.C. **Cone penetration testing.** methods and interpretation. London : Butterworths, 1987. 141 p. (CIRIA ground engineering report : In situ testing)
- ORTIGÃO, J.A.R. **Aterro experimental levado a ruptura sobre a argila cinza de Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ, 1980. Tese de doutorado.
- PALADINO, L. Fundações de torres de linhas de transmissão. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo:ABMS/ABEF, 1985, v.2, p. 227-236.
- PALADINO, L.; ORLANDO, C. Propriedades geotécnicas das argilas moles de Guama e Miramar próxima a Belém, no estado de Pará. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro : ABMS, 1982, v.1, p.267-274.
- ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. Interpretation of cone penetration tests. Part II : clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa : NRCC, v.20, p.734-745, 1983.
- ROWE, R.K.; DAVIS, E.H. The behaviour of anchor plates in clay. **Geotechnique**, London, v.32, n.1, p.9-23, 1982.
- SAMARA, V. et. al. Algumas Propriedades Geotécnicas de argilas marinhas da Baixada Santista. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro:ABMS, 1982, v.1, p.301-318.

- SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. **Critical State Soil Mechanics**. London :McGraw-Hill, 1968.
- SCHMERTMANN, J.H. **Guidelines for cone penetration test : performance and design**. Washington: U.S. Department of Administration, Federal Highway Administration, 1978.
- SIMONS, N.E.; MENZIES, B.K. **A short course in foundation engineering**. London:Butterworths, 1977, 159 p.
- SKEMPTON, A.W. **The bearing capacity of clays**. England :Building Research Congress, 1951.
- SOARES, J.M.O. **Interpretação de propriedades de resistência e deformabilidade em solos argilosos com base em ensaios de campo e laboratorio**. Porto Alegre : CPGEC/UFRGS, 1994. Tese de Doutorado a ser publicada.
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Mecánica de suelos en la ingeniería práctica**. Buenos Aires: El Ateneo, 1955, 722 p.
- WROTH, C.P. In-situ measurement of inicial stresses and deformation characteristics. In:THE SPECIALITY CONFERENCE IN IN-SITU MEASUREMENT OF SOILS PROPERTIES, 1975, North Carolina, USA. **Proceedings...** New York:ASCE, 1975, p.181-230.
- ZIENKIEWICZ, O.C.; NAYLOR, D.J. The adaptation of critical soil mechanics theory for use in finite elements. Stress-Strain behaviour of soils. In:THE ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, 1971, Cambridge. **Proceedings...** London:R.H.G.Parry, v.1, p.537-547.