

**LEANDRO NEVES DUARTE**

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA EM UMA  
SAPATA RÍGIDA**

Dissertação apresentada à  
Universidade Federal de Viçosa,  
como parte das exigências do  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, para obtenção do  
título de *Magister Scientiae*

**VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2006**

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e  
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

D812a  
2006

Duarte, Leandro Neves, 1980-  
Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata  
rígida / Leandro Neves Duarte. – Viçosa : UFV, 2006.  
xiii, 118f. : il. ; 29cm.

Inclui anexo.

Orientador: Enivaldo Minette.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de  
Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 104-114.

1. Fundações (Engenharia). 2. Recalque de estruturas.  
3. Mecânica do solo. 4. Engenharia civil. 5. Elasticidade.  
6. Projetos de engenharia. I. Universidade Federal de  
Viçosa. II. Título.

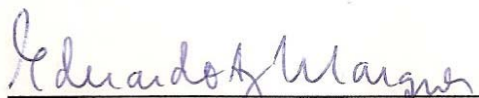
CDD 22.ed. 624.15

LEANDRO NEVES DUARTE

**ANÁLISE DE PROVA DE CARGA INSTRUMENTADA EM UMA  
SAPATA RÍGIDA**

Dissertação apresentada à  
Universidade Federal de Viçosa,  
como parte das exigências do  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, para obtenção do  
título de *Magister Scientiae*

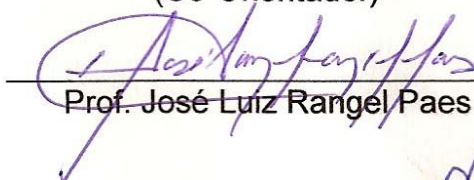
APROVADA: 03 de julho de 2006



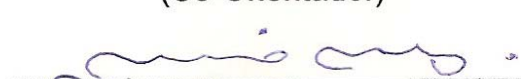
Prof. Eduardo Antonio Gomes Marques  
(Co-Orientador)



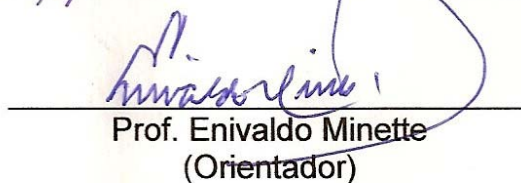
Prof. Roberto Francisco Azevedo  
(Co-Orientador)



Prof. José Luiz Rangel Paes



Prof. Márcio Marangon



Prof. Enivaldo Minette  
(Orientador)

Dedico este trabalho, com todo meu amor e carinho à minha noiva  
Roberta Elena Araújo Teixeira, obrigado por tudo.

## AGRADECIMENTOS

São muitas as pessoas a quem eu gostaria de expressar meus agradecimentos, mas como o espaço é reduzido, limitarei-me àquelas que mais influenciaram e que contribuíram para a conclusão deste trabalho.

A Deus, criador de tudo e de todos, grande engenheiro do Universo, que em todas as horas se mostrou presente.

À meu pai, Antônio Enéas Resque Duarte, eterno mestre “in memoriam”

À minha querida mamãe Vera Lúcia Neves Duarte, minhas amadas irmãs Larissa e Letícia, com todo meu amor e carinho, obrigado por tudo.

Ao meu avô Orlando de Brito Duarte, meus tios Orlando, Geraldo e Paulo Resque Duarte, por todo apoio.

As minhas avós Nini e Nena pelo carinho e pelas delícias da culinária paraense que me foram enviadas mensalmente.

Ao meu tio Luís e as minhas tias Dida e Ena pelas orações nos momentos mais difíceis.

Ao meu querido primo Gustavo Menezes Resque de Oliveira, pelo apoio fundamental na minha vida e neste trabalho, e por torcer pelo meu sucesso.

Ao meu amigo Luis Otávio (Babalú), pela ajuda intelectual nos momentos de grandes dúvidas e por torcer pelo meu sucesso.

À minha segunda família, Sr. Roberto Teixeira e Dona Maria Elena, Guilherme, Bete, Vera, Jorge, Fabinho, Sebastião, Dôti, Sr. João Salame, pela confiança depositada em minha pessoa, e pelo apoio permanente.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela oportunidade de realização do curso.

Ao Departamento de Engenharia Civil do Centro de Ciências Exatas da UFV, pelo apoio.

Ao meu grande mestre professor Enivaldo Minette, pela orientação, paciência, apoio e por ser um grande amigo.

Aos professores conselheiros Eduardo Marques e Roberto Azevedo, pelo apoio e valiosas sugestões para melhoria deste trabalho.

A todos os colegas da pós-graduação, pela amizade, colaboração e pelo estímulo, sem os quais este trabalho não teria sido tão gratificante: Danilo, Eric, Edgar, Flávio, Gersonito, Gisely, Marcelo D2, Rafael (Kibe), Rodrigo Zorzal.

À empresa Geofort Fundações Ltda. Pelo aprendizado técnico, fundamental para minha formação acadêmica.

Ao meu cunhado Rafael (China), pelo apoio na parte experimental deste trabalho.

Ao Tony e o Supermercado Escola, pela ajuda nos recursos para o bom andamento da parte experimental.

Ao professor e amigo Paulo Sérgio, pela gratificante convivência, pelos preciosos e enriquecedores conselhos.

A todos os funcionários e técnicos do Laboratório de Engenharia Civil, principalmente os senhores Júlio César dos Santos, Paulo Afonso da Silva (P3), José Mário Duarte e Zé Carlos pela valiosa ajuda nos ensaios de laboratório e de campo, e pelo carinho e amizade consolidados neste período de convivência.

Aos amigos Zezé, Tiaguinho e companheiros das Repúblicas Toca do Tatu e Us Arame Farpado, Clovinildo, pela amizade construída dia-a-dia.

Enfim, a todos que de alguma forma colaboraram para a realização deste trabalho.

## **BIOGRAFIA**

**LEANDRO NEVES DUARTE**, filho de Vera Lúcia Neves Duarte e Antônio Enéas Resque Duarte, nasceu aos 22 dias do mês de julho do ano de 1980, na cidade de Belém/PA.

Em dezembro de 2003, concluiu o curso de Engenharia Civil pela Universidade da Amazônia, em Belém/PA.

Iniciou, em março de 2004, o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa-MG.

## SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE FIGURAS.....	xi
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1- INTRODUÇÃO.....	1
1.2 - Objetivos.....	2
1.3 - Organização da Tese.....	2
2 - REVISÃO DE LITERATURA.....	4
2.1 - Introdução.....	4
2.2 - Comportamento mecânico dos solos.....	5
2.3 - Fundações rasas.....	5
2.3.1 - Mecanismos de Ruptura.....	6
2.3.2 - Métodos Teóricos de previsão de capacidade de carga.....	8
A - Previsão da capacidade de carga.....	8
A.1 - Método de equilíbrio limite.....	9
A.2 -Terzaghi (1943,1967).....	10
A.3 - Meyerhorf (1951).....	11
2.3.3 - Previsão de recalque.....	12
2.4 - Ensaaios de Campo.....	19
2.4.1 - Sondagens de Simples Reconhecimento – SPT.....	21
B - Fatores determinantes na medida do índice de resistência a penetração “N” do ensaio de investigação SPT.....	21
B.1 – Relação entre $N_{SPT}$ e E.....	21
B.2 – Capacidade de carga e tensão admissível em função de N.....	23
2.4.2 – Sondagens Dilatométricas.....	24

C – Procedimento de tratamento de dados.....	24
C.1 – Índice do material, $I_D$ .....	26
C.2 – Índice de tensão horizontal, $K_D$ .....	28
C.3 – Módulo dilatométrico, $E_D$ .....	28
C.4 – Índice de poro-pressão, $U_D$ .....	28
C.5 – Módulos de deformação.....	29
C.6 – Módulo de Young, $E$ .....	30
C.7 – Aplicações do DMT.....	32
C.8 – Cálculo de recalque de fundações rasas.....	32
C.8.1 – Recalques em areias.....	32
C.8.2 – Recalques em argilas.....	34
2.4.3 – Sondagens Pressiométricas.....	35
D – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.....	39
D.1 – Conceito de pressão limite ( $P_l$ ).....	39
D.2 – Pressão de fluência ou de Creep ( $P_f$ ).....	40
D.3 – Curva de fluência.....	40
D.4 - Capacidade de carga de fundações através do ensaio PMT (Ménard 1963).....	41
D.5 – Estimativa de recalques de fundações rasas.....	43
2.5 - Estudos realizados sobre provas de carga em sapatas.....	45
2.5.1 - Comportamento de cinco sapatas isoladas grandes em areia (Briaud, 1999).....	49
E - Avaliação dos Métodos Existentes.....	51
E.1 - Conclusões de Briaud.....	53
2.5.2 - Estudo da capacidade de carga e recalques em um solo residual de gnaiss, Campus da UFV, através de ensaios de campo e laboratório (Soares, 2003).....	54
F - Resultados dos ensaios e estimativas de capacidade de carga.....	55
F.1 - Conclusões de Soares (2003).....	56

2.5.3 - Execução e Análise de uma Prova de Carga direta em Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaisse no Campus da UFV (Lopes, 1997).....	56
G - Capacidade de carga do solo.....	57
G.1 - Conclusões de Lopez (1997).....	57
3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....	59
3.1 - Campo Experimental.....	59
3.2 - Elemento Estrutural de Fundação.....	61
3.3 – Ensaio laboratoriais para obtenção das características do solo local.....	62
H – Ensaio de caracterização do solo.....	62
H.1 – Ensaio oedométrico.....	63
H.2 – Ensaio de Cisalhamento Direto.....	65
H.3 – Ensaio triaxiais axissimétricos.....	66
3.4 – Investigações geotécnicas de campo.....	67
I – Dados obtidos na Sondagem de Simples Reconhecimento SPT.....	68
J – Dados obtidos na Sondagem Dilatométrica.....	70
K – Dados obtidos na Sondagem Pressiométrica.....	71
3.5 – Execução da Prova de carga.....	71
L – Dispositivos de medição de deslocamento ao longo do bulbo de tensões “BETAS”.....	72
M – Dados obtidos na Prova de carga.....	74
N – Calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba.....	75
4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	76
4.1 - Resultados da prova de carga.....	76
4.2 – Estimativa da tensão de ruptura através de Métodos Teóricos.....	78
4.2.1 – Método de Terzaghi (1943).....	79
4.2.2 – Método de Meyerhof (1951).....	79

4.3 – Estimativa da tensão de ruptura através de Métodos Semi-empíricos.....	80
4.3.1 - Segundo ensaio SPT, método de Meyerhof (1963).....	80
4.3.2 - Segundo ensaio SPT, Teixeira & Godoy (1998).....	81
4.3.3 - Segundo ensaio PMT, Ménard (1963).....	81
4.4 – Estimativa tensão de ruptura através da Prova de Carga.....	82
4.4.1 - Método de Massad (1986).....	82
4.4.2 - Método de Função Hiperbólica (1986).....	83
4.4.3 - Método de Décourt (1998).....	85
4.5 – Análise das tensões de ruptura estimadas.....	86
4.6 – Estimativa dos recalques.....	88
4.6.1 – A partir dos parâmetros do SPT, segundo Lei de Hooke.....	89
4.6.2 – Com os parâmetros do SPT, segundo Schmertmann (1970, 1978).....	90
4.6.3 – Com os parâmetros do PMT, segundo Ménard e Rosseau (1962).....	91
4.7 – Análise dos recalques.....	91
4.8 – Análise dos deslocamentos obtidos nos dispositivos "BETAS".....	93
4.9 – Análise e comparação dos módulos de deformabilidade.....	95
4.9.1 – Metodologia de obtenção dos módulos de deformabilidade nos estágios de carga, 50kN, 100kN, 150kN e 200kN.....	95
4.9.2 – Metodologia de estimativa dos Módulos de Elasticidades Iniciais de campo, segundo K e n de campo.....	96
5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	101
6 - Referências Bibliográficas.....	104
ANEXO A .....	115
ANEXO B.....	116
ANEXO C.....	118

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores do Fator de influência $I_p$ ,.....	14
Tabela 2 – Correlação do módulo de elasticidade com $N_{72}$ .....	22
Tabela 3- Classificação do solo baseada no índice do material $I_D$ .....	26
Tabela 4 – Fatores F, Briaud e Miran (1992).....	31
Tabela 5 – Valores típicos do coeficiente e Poisson, Hachich et al. (1998)	38
Tabela 6 – Determinação do fator Reológico ( $\alpha$ ) – adaptado de Clarke (1995).....	44
Tabela 7 – Fatores de forma segundo Baguelin et al. (1978).....	44
Tabela 8 – Valores de previsão de capacidade de carga segundo Briaud (1997).....	52
Tabela 9 – Valores de tensão para previsão de recalque de 25mm segundo Briaud, (1997) .....	52
Tabela 10 – Valores dos ensaios triaxiais segundo Soares, (2003).....	55
Tabela 11 – Valores de carga de ruptura segundo Soares, (2003).....	55
Tabela 12 – Valores de carga de ruptura segundo Lopes, (1997).....	57
Tabela 13 – Parâmetros obtidos dos ensaios triaxiais.....	67
Tabela 14 – Dados do DMT.....	70
Tabela 15 – Parâmetros do solo segundo ensaio PMT.....	71
Tabela 16 – Fatores de correção Terzaghi (1943).....	79
Tabela 17 – Fatores de correção Meyerhof (1951).....	80
Tabela 18 – Tensões de ruptura calculadas.....	87
Tabela 19 – Valores de recalque em função da carga, segundo Schmertmann (1970, 1978).....	90
Tabela 20 - recalque obtidos na Tensão de Trabalho.....	92
Tabela 21 – Resultados encontrados de “Ei” nas referidas profundidades	97

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de ruptura (Velloso, 1997).....	7
Figura 2 – Ábaco para determinação do fator de correção $\alpha$ , Fox (1948)....	14
Figura 3 – Ábaco para obter os fatores $\mu_0$ e $\mu_1$ . Cintra e Albiero (1984).....	16
Figura 4 – Fator de influência, Schmertmann et al. (1978).....	19
Figura 5 – Módulo de Young, Sandroni (1991), citado por Velloso e Lopes (1997).....	22
Figura 6 – Gráfico de descrição do solo e avaliação do peso específico.....	27
Figura 7 – Correlação, $U_D$ X $I_D$ para cada tipo de solo, Schmertmann (1988)	29
Figura 8 – Definição do módulo tangente à compressão confinada, M.....	30
Figura 9 – Fator “F” para alguns tipos de solos, Belloti et al. (1989).....	31
Figura 10 – Curva característica do ensaio pressiométrico.....	37
Figura 11 – Gráfico e curvas para obtenção de $K_p$ , Clarke, (1995).....	42
Figura 12 – Tipos de montagem de ensaios de prova de carga: a) cargueira; b) tirantes; c) estacas vizinhas.....	46
Figura 13 – Detalhe da prova de carga de Briaud (1999).....	51
Figura 14 – Local de realização da prova de carga no Campo Experimental	60
Figura 15 – Aspecto geral da sapata pré-fabricada de concreto armado.....	61
Figura 16 - Curva granulométrica da camada de 0,40 a 2,20m.....	63
Figura 17 - Gráfico de tensão vertical X índice de vazios.....	64
Figura 18 - Gráfico da Envoltória de Tensões.....	66
Figura 19 – Localização dos ensaios de campo realizados no experimento.....	68
Figura 20 – Relatório da sondagem.....	69
Figura 21 –Esquema Geral da Prova de carga.....	72
Figura 22 – Foto da prova de carga.....	72
Figura 23 – Detalhe dos dispositivos “BETA”.....	73
Figura 24 – Detalhe do quadro de referência.....	74

Figura 25 – Curva de calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba.....	75
Figura 26 – Curva Carga X Deslocamento da prova de carga.....	77
Figura 27 – Curva Carga X Deslocamento do conjunto.....	78
Figura 28 – Método de obtenção da tensão de ruptura segundo Massad (1986).....	83
Figura 29 – Método de obtenção da tensão de ruptura teórica pelo método Hiperbólico.....	84
Figura 30 – Gráfico de análise das tensões de ruptura (calculadas, correlacionadas e extrapoladas).....	86
Figura 31 – Distribuição de tensões ao longo da profundidade do solo, de acordo com o método de Newmark (1935).....	89
Figura 32 – Gráfico de análise dos recalques.....	92
Figura 33 – Gráfico de análise dos deslocamentos.....	94
Figura 34 - Gráfico Tensão desviadora de campo/ Deformação x Deformação.....	96
Figura 35 – Gráfico Tensão desviadora de campo/ Deformação x Deformação.....	97
Figura 36 - Gráfico para obtenção dos coeficientes “a1” e “n”.....	98
Figura 37 – Reta para obtenção dos coeficientes “K” e “n” via triaxial.....	99
Figura 38 – Sobreposição gráfica dos módulos de deformabilidade.....	99
Figura A1 – Curvas tensão desvio x deformação.....	115
Figura A2 – Trajetória de tensões efetivas.....	115
Figura B1 - Tensão desvio de campo versus deformação no trecho (0-B/2).	116
Figura B2 - Tensão desvio de campo versus deformação no trecho (B/2-B).	117
Figura B3 -Tensão desvio de campo versus deformação no trecho (B-3B/2)	117
Figura C1 - Curva carga x recalque com indicação de $Q'_{uc}$ e $Q_{uc}$ .....	118
Figura C2 - Gráfico da rigidez x carga.....	118

## RESUMO

DUARTE, Leandro Neves, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, julho de 2006.

**Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida.**

Orientador: Enivaldo Minette. Co-Orientadores: Eduardo Antônio Gomes Marques e Roberto Francisco de Azevedo.

O objetivo principal deste trabalho é avaliar as metodologias usualmente utilizadas para prever a capacidade de carga e recalques de fundações rasas rígidas. Para isso foi realizada uma prova de carga durante a qual foram monitorados os deslocamentos verticais em diferentes profundidades, correspondentes aos diferentes bulbos de tensão, usando uma instrumentação especial a qual denominou-se “BETAS”. Para determinação das características mecânicas do solo residual de gnaiss existente no local da prova de carga foram executados ensaios de penetração (SPT), ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT) e ensaios pressiométricos de Ménard (PMT), em solo residual de gnaiss presente no local da prova de carga. No laboratório foram executados ensaios de caracterização e ensaios para a determinação das características de tensão-deformação e resistência, em amostras deformadas e indeformadas do solo. O estudo mostrou que os métodos de campo permitiram a obtenção de bons resultados, para subsolos bastante heterogêneos como os formados por solos residuais.

## ABSTRACT

DUARTE, Leandro Neves, M. Sc., Universidade Federal de Viçosa, July 2006.  
**Analysis of a Rigid Shallow Foundation Instrumented Load Test.** Adviser:  
Enivaldo Minette. Co-advisers: Eduardo Antônio Gomes Marques e Roberto  
Francisco de Azevedo.

The main objective of this work is to evaluate methodologies usually used to foresee the load capacity and settlements of rigid shallow foundations. A load test was accomplished, during which, vertical displacements were monitored in different depths, corresponding to different stress bulbs, using a special instrumentation, called "BETAS". To determine the mechanical characteristics of the gneiss residual soil existing in the place where the load test was realized, penetration tests (SPT), Marchetti dilatometer tests (DMT) and Ménard pressiometer tests (PMT) were executed. In the laboratory, characterization tests and tests to determine the stress-strain-strength characteristics were executed with disturbed and undisturbed samples of the soil. The study showed that the field methods allowed to obtain good results, even for heterogeneous undergrounds as the ones formed by residual soils.

## 1 – INTRODUÇÃO

Fundações de obras de pequeno porte são um assunto pouco estudado no Brasil, pois não envolvem grande quantidade de capital. No entanto para o construtor, podem encarecer ou até inviabilizar a obra, principalmente quando assentes em solos identificados como tropicais estruturados, como por exemplo, os solos porosos, ou ainda sobre solos colapsáveis. Obras de grande porte com fundações profundas (suporte para grandes cargas) têm o custo da infra-estrutura diluído no orçamento geral da construção.

As fundações rasas ou diretas são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade em relação ao solo circundante. De acordo com essa definição, uma fundação direta para um prédio com dois subsolos será considerada rasa, mesmo se apoiando a 7m abaixo do nível da rua. (Hachich, W. et al., 1998).

Quando o terreno superficial sendo de qualidade razoavelmente boa e os coeficientes de segurança das fundações rasas perante a ruptura do solo plenamente satisfatórios, as fundações rasas são economicamente viáveis.

No Brasil, algumas instituições de fomento à pesquisa têm dado bom incentivo para se pesquisar soluções alternativas de menor custo para fundações rasas e de obras de menor porte com o intuito de viabilizar a implantação destas obras. Isto vem sendo desenvolvido algum tempo em instituições tais como a Universidade Federal de Viçosa (Lopes, 1997; Silva, 2000; Araújo, 2001; Soares, 2003) e a Universidade de Brasília (Sousa e Cunha, 2003).

Outro fator que ainda é pouco estudado na prática é a repartição das tensões ao longo do bulbo de tensões de uma sapata, bem como os recalques que essas provocam. Estes temas ainda são pouco conhecidos e muito discutidos pela

comunidade científica geotécnica, porém algumas publicações vêm surgindo com intuito de monitorar esses recalques ao longo do bulbo de tensões.

Existem diversas formulações que permitem estimar o comportamento de fundações rasas: metodologias divididas em teóricas e semi-empíricas. Baseadas em dados laboratoriais e/ou obtidos em campo, essas metodologias são, na grande maioria das vezes, ferramentas para dimensionar a fundação da obra, sendo extremamente decisivas para o projetista.

A necessidade de se elaborar um estudo minucioso voltado para construção de um banco de dados de fundações rasas assentes em solo local mineiro (residual) é de extrema importância, já que envolve os construtores e proprietários com pouco capital ou menor poder aquisitivo.

Nesta linha enquadra-se a proposta de pesquisa que está sendo desenvolvida neste trabalho.

## **1.2 – Objetivos**

Os objetivos principais deste trabalho são:

- Analisar o deslocamento vertical (recalque) do solo em diferentes profundidades, ou seja, ao longo do bulbo de tensões.
- Comparar os valores de capacidade de carga obtidos em ensaios de campo com os valores determinados por meio de formulações teóricas e empíricas disponíveis;

## **1.3 – Organização da Tese**

Este trabalho está organizado em cinco capítulos, nos quais se apresenta o desenvolvimento do trabalho de pesquisa, seus resultados e conclusões.

No Capítulo 02 se apresenta uma Revisão de Literatura que busca o desenvolvimento sobre os principais métodos de estimativa de capacidade de

carga e de recalque, utilizando-se os ensaios de campo e de laboratório e obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos.

Os Materiais e Métodos utilizados na etapa experimental deste trabalho são descritos no Capítulo 03, bem como os resultados dos ensaios de laboratório e ensaios de campo: resistência à penetração – SPT, dilatométrico de Marchetti, pressiômetro de Ménard, apresentam-se também os dispositivos de monitoramento do bulbo de tensões, utilizados para instrumentação da prova de carga.

A Análise e Discussão dos Resultados está apresentada no Capítulo 04 baseada nos dados encontrados nos ensaios de laboratório e de campo, bem como, discussão e comparação desses dados.

Finalmente, no Capítulo 05 – Conclusões e Sugestões se apresenta uma avaliação dos métodos de previsão de capacidade de carga e recalque, bem como o bom desempenho dos instrumentos medidores de deslocamento ao longo do bulbo de tensões no decorrer da prova de carga.

## 2 – REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 – Introdução

O projeto de fundações em geral – a Engenharia de Fundações – requer conhecimento de Geotecnia e cálculo estrutural. Tome-se o caso do projeto de um edifício. Em geral, a sua estrutura é calculada por um engenheiro estrutural que supõe os apoios indeslocáveis, daí resultando um conjunto de solicitações (forças verticais, forças horizontais, momentos) que é passado ao projetista de fundações. Com auxílio de uma série de elementos e informações, projeta-se as fundações da obra. As fundações, quaisquer que sejam, quando carregadas, solicitarão o terreno, provocando deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotações. Estes deslocamentos e rotações provocam deformações e geram tensões nas estruturas. Com isto, a hipótese usual de apoios indeslocáveis fica prejudicada, e nas estruturas hiperestáticas, que são a grande maioria, as solicitações inicialmente calculadas são modificadas. Chega-se, assim, ao conhecido problema da *interação solo estrutura*. O engenheiro de fundações deve participar da análise deste problema, juntamente com o engenheiro estrutural.

Todo projeto de fundações contempla as cargas aplicadas pela obra e a resposta do solo a estas solicitações. Os solos são muito distintos entre si e respondem de maneira muito variável. Por isto, toda experiência transmitida pelas gerações de construtores sempre se relaciona ao tipo de solo existente (Pinto, 1998).

A Engenharia de Fundações é uma prática, que se aprimora pela experiência, com o comportamento das fundações devidamente observado e interpretado. Isto não se faz sem atentar para as peculiaridades dos solos. Por

outro lado, todo desenvolvimento de técnicas de projeto e de execução das fundações depende do entendimento dos mecanismos de ruptura (Pinto, 1998).

## **2.2 – Comportamento mecânico dos solos**

A ruptura do solo, “stricto sensu”, é sempre um fenômeno de cisalhamento. Isto acontece, por exemplo, quando uma sapata de fundação é carregada até a ruptura ou quando ocorre o escorregamento de um talude. Só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração. A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (Pinto, 1998).

Dois tipos de ensaios são costumeiramente empregados para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos: o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial.

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Coulomb: aplica-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão de cisalhante que provoca a ruptura.

O ensaio de compressão triaxial convencional ou axissimétrico consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões ou de confinamento e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo. A diferença entre os dois tipos de ensaios é principalmente na definição do plano de ruptura do solo.

## **2.3 – Fundações rasas**

As fundações são consideradas rasas quando a relação  $D/B$  for menor que 2, em que,  $D$  é a cota de apoio do elemento de fundação, medida em relação à superfície do terreno, e  $B$  é a menor dimensão deste elemento (NBR-6122/96).

São classificadas como rasas os seguintes tipos: bloco, sapata isolada, sapata corrida, grelha, sapata associada, viga de fundação e radier (NBR-6122/96).

### **2.3.1 – Mecanismos de ruptura**

Segundo Bueno et al. (1985), com base em observações do comportamento de fundações em serviço e de modelos de laboratório sujeitos a um carregamento vertical, pode-se afirmar que a ruptura do solo de fundação ocorre por cisalhamento.

Tem-se a seguir a descrição os principais tipos de ruptura.

A ruptura geral ou generalizada é caracterizada pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento que vai de um bordo a outro da fundação à superfície do terreno Figura 1(a). Em condições de tensão controlada, que é o modo de trabalho da maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica. Em condições de deformação controlada constata-se uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois de ocorrida a ruptura do solo. Durante o processo de carregamento, registra-se um levantamento do solo em torno da fundação. Ao atingir a ruptura, o movimento se dá em um único lado da fundação (Velloso e Lopes, 1997).

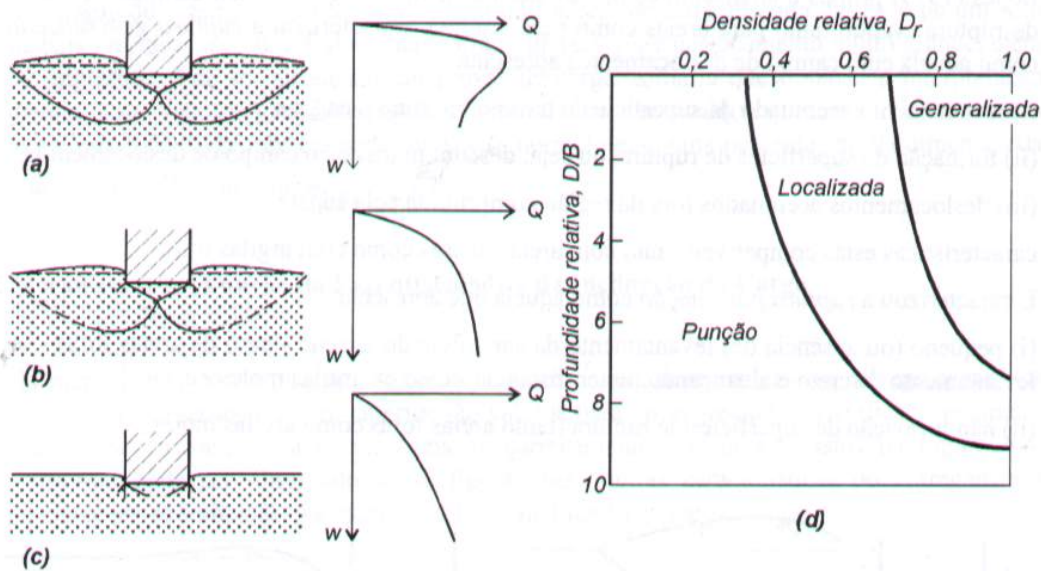


Figura 1 – Tipos de ruptura (Velloso, 1997)

Passando para outro extremo, a ruptura por punção é caracterizada por um mecanismo de difícil observação Figura 1(c). À medida que a carga cresce, o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo da mesma. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. O solo fora da área carregada praticamente não participa do processo (Velloso et al, 1997).

Finalmente, entre os dois extremos encontra-se a ruptura localizada que é caracterizada por um modelo que é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação Figura 1(b). Esse modelo consiste de uma cunha e de superfícies de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, tal como no caso da ruptura generalizada. Há uma tendência visível de empolamento do solo aos lados da fundação. Entretanto, a compressão vertical sob a fundação é significativa e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno. Somente depois de um deslocamento vertical apreciável (da ordem da largura ou do diâmetro da fundação) as superfícies de deslizamento poderão tocar a superfície do terreno. Mesmo então não haverá um colapso ou um tombamento catastrófico da fundação que permanecerá embutida no terreno, mobilizando a

resistência de camadas mais profundas. Assim, a ruptura localizada tem características dos outros dois tipos de ruptura e, por isso, na realidade, ela representa um tipo de transição (Velloso et al, 1997).

### **2.3.2 – Métodos Teóricos de previsão de capacidade de carga**

Uma vez conhecidas as características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo e outros parâmetros eventualmente necessários, a sua tensão admissível e o seu recalque podem ser determinados por meio de teoria desenvolvida na Mecânica dos Solos, levando-se em conta eventuais inclinações da carga no terreno e suas excentricidades (ABNT-NBR6122/1996).

#### **A – Previsão da capacidade de carga**

Na prática de engenharia de fundações é comum denominar “taxa admissível do terreno” ou tensão admissível”, a maior pressão média de contato do elemento de fundação com o solo que ofereça razoável fator de segurança à ruptura do terreno e provoque recalques compatíveis com a sensibilidade da estrutura, a qual não deve sofrer danos impostos à sua estética, ou, ao seu funcionamento (Lopes, 1997).

O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga das fundações, superficiais e profundas, foi Terzaghi (1925). Posteriormente (Terzaghi, 1943), deu ao problema um tratamento racional utilizando-se de resultados obtidos por Prandtl (1920) na aplicação da Teoria da Plasticidade aos metais. Além das contribuições de Prandtl (1921) e Reissner (1924), anteriores a Terzaghi (1925), merecem destaque Meyerhof (1951), Balla (1962), Vesic (1973, 1975), Hansen (1961, 1970) e De Beer (1970), (Velloso et al, 1997).

Terzaghi (1943) define a capacidade de carga ou de suporte ( $q_u$ ) de um solo como sendo a máxima carga que o solo suporta antes do início do

escoamento plástico. A partir de um dado incremento de carregamento, além de certo valor crítico, o solo passa gradualmente para um estado plástico de equilíbrio. Durante este processo de transição, ambas, a distribuição da reação e a orientação das tensões principais no solo, abaixo da fundação, mudam.

Neste trabalho, para as proposições teóricas, decidiu-se somente usar a análise pelo método de equilíbrio limite, por ser este o mais difundido e aplicado na prática da engenharia de fundações. Dentre as inúmeras proposições de fórmulas para a previsão da capacidade de carga do solo, sob uma fundação superficial, procurou-se focar as que consideram as possibilidades mais próximas à realidade estudada através do ensaio de prova de carga.

### **A.1 – Método de equilíbrio limite**

Prandtl (1921) e Reissner (1924), introduzindo a variável sobrecarga, conseguiram determinar para uma solução analítica fechada (impondo condições e restrições ao problema) a primeira equação de capacidade de suporte:

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q \quad (1)$$

$$N_c = \cot \phi \cdot [e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(45 + \phi/2) - 1] \quad (p/\phi \neq 0, \text{Prandtl, 1921}) \quad (2)$$

$$N_c = 5,14 \quad (p/\phi = 0, \text{Prandtl, 1921}) \quad (3)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(45 + \phi/2) \quad (\text{Reissner, 1924}) \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (\text{Reissner, 1924}) \quad (5)$$

## A.2 - Terzaghi (1943, 1967)

Terzaghi (1943), por meio da superposição de efeitos obtidos a partir da equação de Prandtl (1921), Reissner (1924) e da teoria de Rankine, estendeu a teoria de ruptura plástica de Prandtl, para determinação da capacidade de carga de um solo sob fundação superficial corrida (estado plano de deformação,  $L \gg B$ ).

Este método proposto por Terzaghi (1943, 1967), visa uma análise de ruptura baseada nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos ( $\phi$ ,  $c$ ). Para Terzaghi (1943), uma fundação superficial é aquela cuja largura  $B$  é igual ou maior que a profundidade  $D$  da base de fundação. Satisfeita essa condição, pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga  $q = \gamma \cdot D$ . Com isso, o problema passa a ser o de uma faixa (sapata corrida) de largura  $B$ , carregada uniformemente, localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito e a tensão de ruptura dada pela equação 6 (Velloso et al, 1997).

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \quad (6)$$

onde:

$\sigma_R$  = tensão de ruptura do solo de fundação;

$N_c, N_\gamma, N_q$  = fatores de capacidade de carga.

$S_c, S_\gamma, S_q$  = fatores de correção para a forma geométrica da fundação.

$\gamma$  = peso específico natural do solo (valor médio para a camada);

$q$  = tensão efetiva na cota de apoio da fundação;  $q = \gamma \cdot D$

$c$  = coesão do solo;

$B$  = menor dimensão da sapata;

$D$  = profundidade de apoio da sapata;

Para solos que representem ruptura da tipo local ou por puncionamento, Terzaghi (1943) sugere um redução nos valores de parâmetros de resistência ( $\phi$ ,

c) de modo a levar em conta a diminuição da capacidade de carga causada pelas deformações ocorridas durante o cisalhamento do solo.

Onde:

$$c^* = (2/3)c \quad (7)$$

$$tg(\phi^*) = (2/3)tg(\phi) \quad (8)$$

### A.3 - Meyerhof (1951)

Meyerhof (1951) deu uma série de contribuições relevantes ao tema capacidade de carga. Seu método considera que a superfície de ruptura se prolonga na camada superficial do terreno e que há a contribuição não só da sobrecarga, como também da resistência ao cisalhamento do solo nessa camada.

$$\sigma_R = c.N_c.S_c.d_c.i_c + \frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma + q.N_q.S_q.d_q.i_q \therefore q = \gamma.D \quad (9)$$

Onde:

$\sigma_R$  = tensão de ruptura do solo de fundação;

$N_c, N_\gamma, N_q$  = fatores de capacidade de carga segundo Prandtl (1921) e Reissner (1924);

$S_c, S_\gamma, S_q$  = fatores de correção para a forma geométrica da fundação;

$d_c, d_\gamma, d_q$  = fatores de profundidade segundo Meyerhof (1963);

$i_c, i_\gamma, i_q$  = fatores de inclinação segundo Meyerhof (1963);

$\gamma$  = peso específico natural do solo (valor médio para a camada);

$q$  = tensão efetiva na cota de apoio da fundação;

$c$  = coesão do solo;

$L$  = comprimento da sapata;

$B$  = menor dimensão da sapata;

Estes fatores podem ser vistos em Soares (2003).

### 2.3.3 – Previsão de recalque

Usualmente, os recalques são considerados como formados por três parcelas:

- 1- recalque imediato, elástico ou não drenado ( $\rho_i$ );
- 2- recalque de adensamento ( $\rho_c$ );
- 3- recalque de compressão secundária ( $\rho_s$ ).

O recalque não drenado ocorre logo após a aplicação da carga, em decorrência de distorções ocorridas no elemento solo.

O recalque de adensamento resulta da compressão do esqueleto sólido, redução de vazios de um elemento saturado pela expulsão da água dos poros.

O recalque de compressão secundária ou “creep” provém de deformações visco-elásticas do esqueleto.

Como a transição entre os processos de consolidação primária (adensamento) e secundária é arbitrariamente definida de acordo com o tempo, comumente despreza-se a parcela devida ao recalque secundário por esta ser de efeito muito lento, proporcionando, portanto, pouca influência no recalque total das fundações superficiais. A expressão do recalque total final  $\rho_s$  pode ser assim escrita:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_c + \rho_s \quad (10)$$

admitindo-se:  $\rho_s = 0 \therefore \rho_t = \rho_i + \rho_c$  (11)

Para se obter o recalque não drenado ou imediato, lança-se mão das expressões baseadas na Teoria da Elasticidade, considerando-se o solo um meio linear elástico. Mesmo sabendo-se das limitações desta suposição, a aplicação da Teoria da Elasticidade tem se mostrado eficiente para a resolução de problemas ligados a recalques imediatos em solos coesivos pré-adensados saturados. Entretanto, para o caso de areias, isto não ocorre, provavelmente porque os parâmetros elásticos (módulo de Young ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\mu$ )) dependem diretamente do nível de tensões e do confinamento experimentados

pela massa de solo. A expressão conseguida pela Teoria da Elasticidade, supondo uma fundação de lado B, assentada na superfície de um meio semi-infinito, homogêneo, elástico e isotrópico, é apresentada a seguir:

$$\rho_i = q \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E} \cdot I_\rho \quad (12)$$

onde:

$\rho_i$  = recalque imediato;

$q$  = intensidade da tensão de contato aplicada;

$B$  = dimensão característica ou menor lado da fundação (largura);

$\mu$  = coeficiente de Poisson do material (solo)

$E$  = módulo de Young do solo;

$I_\rho$  = fator de influência para o recalque.

Os valores de  $I_\rho$ , estão apresentados na Tabela 1. Os valores de  $I_\rho$  para sapatas rígidas, segundo Schleicher (1926), são cerca de 7% menores que os de sapata flexíveis.

Se a fundação está assentada abaixo da superfície do terreno (fundação embutida), o recalque encontrado pela equação anterior deve, segundo Fox (1948), ser corrigido pela equação:

$$\rho_i' = \rho_i \cdot \alpha \quad (13)$$

onde:

$\rho_i'$  = recalque imediato da fundação com embutimento h;

$\rho_i$  = recalque imediato da fundação apoiada na superfície do terreno;

$\alpha$  = fator de correção proposto por Fox (Figura 2).

Tabela 1 – Valores do Fator de influência  $I_\rho$

Forma da Fundação	Fundações Flexíveis			Fundações Rígidas
	$I_\rho$			$I_\rho$
	Centro	Canto	Médio	
Circular	1	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular				
L/B = 0,2	-	-		-
L/B = 0,5	-	-		-
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

\*L – maior lado da sapata; B – menor lado da sapata

Fonte: Bowles (1988)

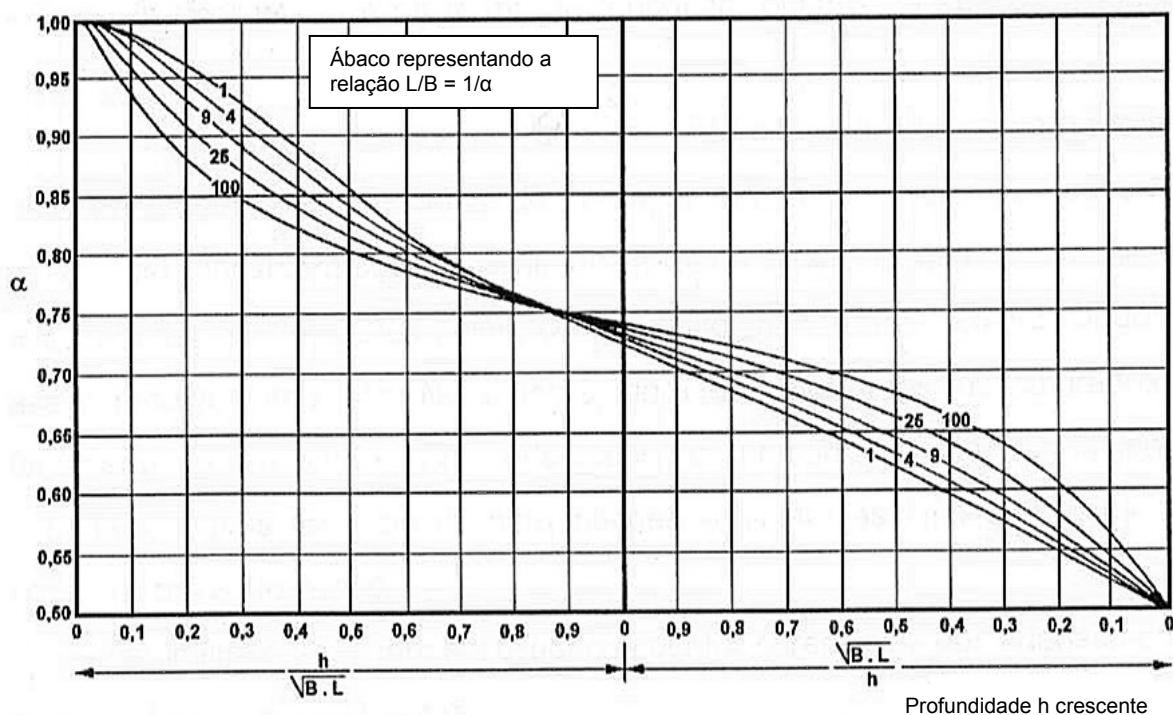


Figura 2 – Ábaco para determinação do fator de correção  $\alpha$ , Fox (1948)

O ábaco de Fox (1948) foi estabelecido para placas retangulares flexíveis e  $\mu = 0,5$ , mas, segundo Barata (1986), também pode ser usado para placas quadradas rígidas e, ou,  $\mu \neq 0,5$ , sem erro apreciável.

Barata (1986) também apresenta um ábaco, através do qual pode-se determinar o coeficiente do efeito de profundidade ( $\lambda$ ), semelhante ao proposto por Fox, função da profundidade  $h$  e do raio  $r$  da placa estudada, e  $\mu = 0,3$ . O coeficiente  $\lambda$  é chamado pelo autor de Coeficiente de Mindlin, pois foi baseado na solução de Mindlin, fundamentada na Teoria da Elasticidade.

Janbu, (1956) apud Cintra e Albiero (1984), propôs um método alternativo de cálculo de recalque imediato, que leva em conta a espessura da camada, o que o método apresentado anteriormente não fazia.

$$\rho_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \sigma \cdot B \cdot \left( \frac{1 - \mu^2}{E} \right) \quad (14)$$

em que  $\mu_0$  e  $\mu_1$  são fatores dependentes do embutimento da fundação, da espessura da camada e da forma da fundação, obtidos no ábaco da Figura 3, e  $\sigma$  é a tensão aplicada.

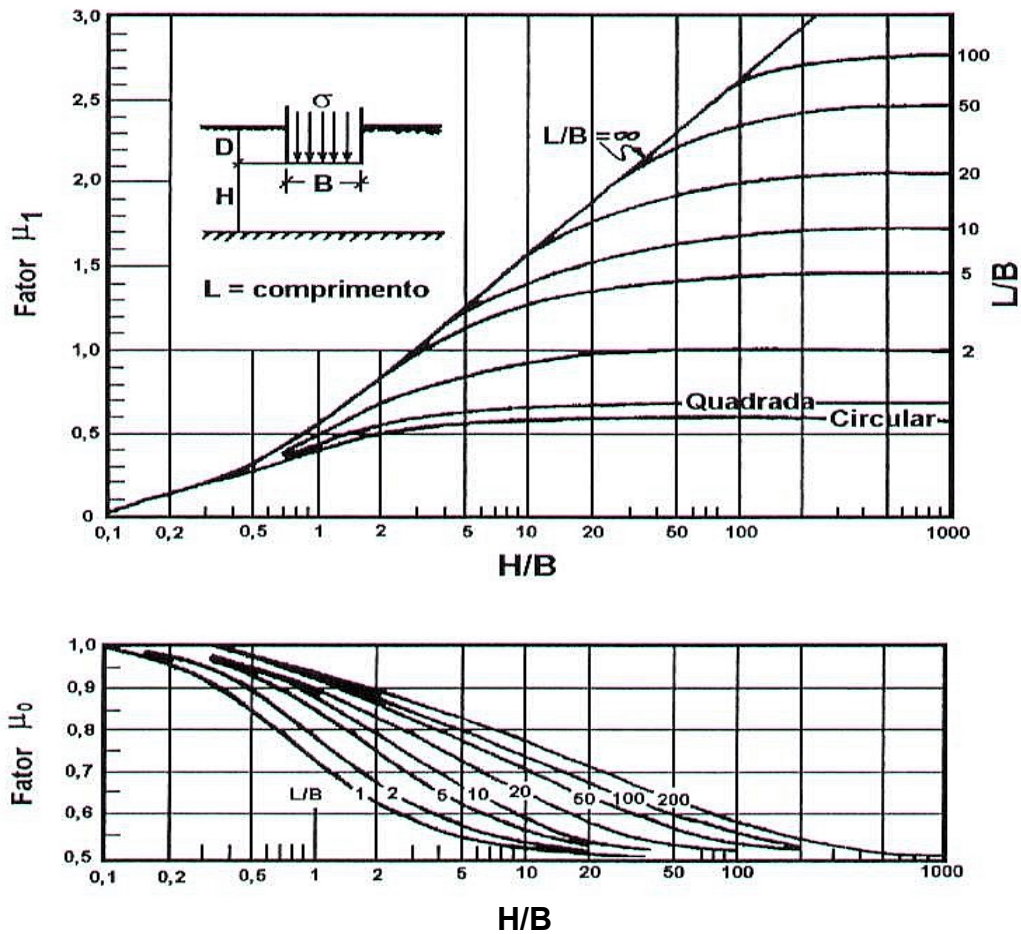


Figura 3 – Ábaco para obter os fatores  $\mu_0$  e  $\mu_1$ . Cintra e Albiero (1984)

Muitas vezes, é interessante se conhecer um recalque parcial em um determinado tempo “t” após a aplicação da carga. Para tanto, a teoria de adensamento de Terzaghi aplica-se adequadamente. Porém, para uma situação em que a determinação do recalque não seja em função do tempo, pode-se, sem considerar Terzaghi, encontrar o recalque desejado.

Quando o solo de fundação não é homogêneo e seus parâmetros variam com a profundidade, pode-se subdividi-lo em extratos homogêneos, determinando-se para cada um deles o acréscimo médio de tensão e o módulo de elasticidade médio. Admitindo-se cada substrato como um material elástico e homogêneo, pode-se utilizar a lei de Hooke para determinar o valor do recalque:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{E_i} \cdot \Delta L_i \quad (15)$$

onde:

S = recalque;

n = número de substratos;

$\Delta q_i$  = acréscimo de tensão média no substrato i;

$E_i$  = módulo de elasticidade médio do substrato i;

$\Delta L_i$  = espessura do substrato i.

Schmertmann et al. (1970, 1978) propõe um método de previsão para recalques baseado na Teoria da Elasticidade, em análises de módulos por meio do Método de Elementos Finitos e observações de medidas de campo e modelos estudados em laboratório. Tal método é relatado por diversos autores como sendo um dos mais confiáveis para este tipo de cálculo. O autor, baseado na teoria da elasticidade, descreve que a distribuição das deformações verticais num semi-espaco elástico linear sujeito a um carregamento uniformemente distribuído pode ser dada por:

$$\Delta H = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_{zi}}{E_i} \right) \cdot \Delta Z_i \quad (16)$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} \right) \quad (17)$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left( \frac{t}{0,1} \right) \quad (18)$$

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_0}} \quad (19)$$

Os módulos de Young podem ser dados por:

$$E_i = 293(N + 5) p / \text{ argilas em kPa, segundo Mitchell e Gardner (1975) } \quad (20)$$

$$E_i = 2,5qc - \text{ sapatas quadradas.}$$

$$E_i = 3,5qc - \text{ sapatas contínuas.}$$

onde:

$C_1$  = fator de correção para o embutimento.

$C_2$  = fator de correção para o tempo.

$\Delta q$  = acréscimo de tensão vertical, à profundidade de assentamento da sapata (base da sapata).

$\sigma'_{v0}$  = tensões verticais geostáticas efetivas, em razão do peso do solo atuante na cota de apoio (assentamento) e na cota de  $I_{zp}$ .

$\Delta Z_i$  = variação da profundidade na camada considerada.

$E_i$  = módulo de Young do solo na profundidade  $z$ , estimado através de correlação com SPT.

$I_{zi}, I_{zp}$  = fatores de influência médio em cada camada considerada e de pico;( Figura 4).

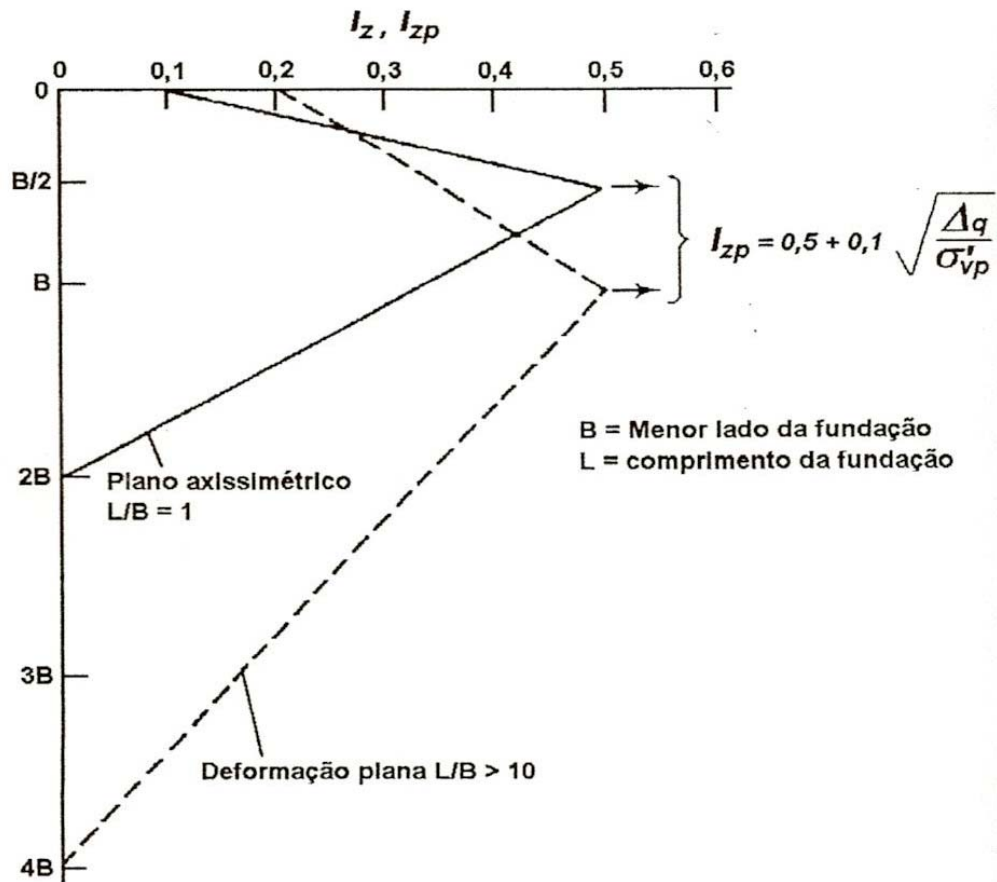


Figura 4 – Fator de influência, Schmertmann et al. (1978)

## 2.4 – Ensaio de campo

O reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisitos para projetos de fundações seguros e econômicos. No Brasil o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento varia normalmente 0,2 e 0,5% do custo total de uma obra, sendo as informações geotécnicas obtidas indispensáveis à previsão dos custos fixos associados ao projeto e sua solução (Schnaid, 2000).

### 2.4.1 – Sondagens de Simples Reconhecimento - SPT

A sondagem de Simples Reconhecimento é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o Brasil, embora hajam controvérsias em relação à precisão dos dados obtidos.

Na América do Sul a norma norte-americana ASTM D – 1586-67 é utilizada com frequência, tendo o Brasil norma própria, a NBR – 6484/2001.

#### **B – Fatores determinantes na medida do índice de resistência a penetração “N” do ensaio de investigação SPT**

A eficiência do SPT, brasileiro, quando executado de acordo com a NBR/2001, é em média, 72%, conforme Décourt (1989).

Esta eficiência é em função das perdas por atrito e da própria dinâmica de transmissão de energia do conjunto. No Brasil, é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo que aplica uma energia da ordem de 72% da energia teórica. Em comparação, nos E.U.A e Europa, o sistema é mecanizado e a energia liberada é de aproximadamente 60%. Atualmente, a prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão americano de  $N_{60}$  ; assim, previamente ao uso de uma correlação formulada nos E.U.A deve-se majorar o valor medido de  $N_{SPT}$  obtido em uma sondagem brasileira em 10 a 20% (Velloso e Lopes, 1996).

Tendo em vista que o índice de resistência à penetração, N, depende não somente da eficiência do SPT, mas principalmente, no caso de materiais granulares, do nível médio de tensões na profundidade de execução do ensaio, Décourt (1989) recomendou a correlação de N pela seguinte equação:

$$N_1 = N \left[ \frac{(\sigma_{oct})_1}{(\sigma_{oct})} \right]^{0,5} \quad (21)$$

onde:

$N_1 = N$  corrigido;

$(\sigma'_{oct})_1$  = tensão normal octaédrica para uma areia normalmente adensada sob pressão vertical efetiva  $\sigma'_{v,0} = 100kPa$ ;

$\sigma'_{oct}$  = tensão normal octaédrica no nível em que o SPT está sendo executado.

De acordo com Stroud (1988), apud Quaresma et al. (1998), na correlação de  $N$  com o módulo de elasticidade  $E$  em areias, o valor de  $N$  não deve ser corrigido, uma vez que tanto  $N$  como  $E$  crescem com a tensão octaédrica.

### **B.1 - Relação entre $N_{SPT}$ e $E$**

Mello (1971), interpretando dados de Terzaghi e Peck (1967), sugeriu para areias;

$$E = 3 \cdot (N - 3) \text{ em MPa} \quad (22)$$

onde:

$E$  = módulo de deformabilidade;

Bueno et al. (1985), apud Mitchel e Gardner (1975) citam:

$$E = 488 \cdot (N_{60} + 15), \text{ para areias em kPa ;} \quad (23)$$

$$E = 293 \cdot (N_{60} + 5), \text{ para argilas em kPa;} \quad (24)$$

Sandroni (1991), apud Velloso e Lopes (1996), mostrou resultados de provas de carga em solos residuais de gnaiss, sendo a maioria no Brasil e alguns poucos no E.U.A. Com vista nesses resultados tem-se a determinação do módulo de Young, tal como a relação mostrada na Figura 5.

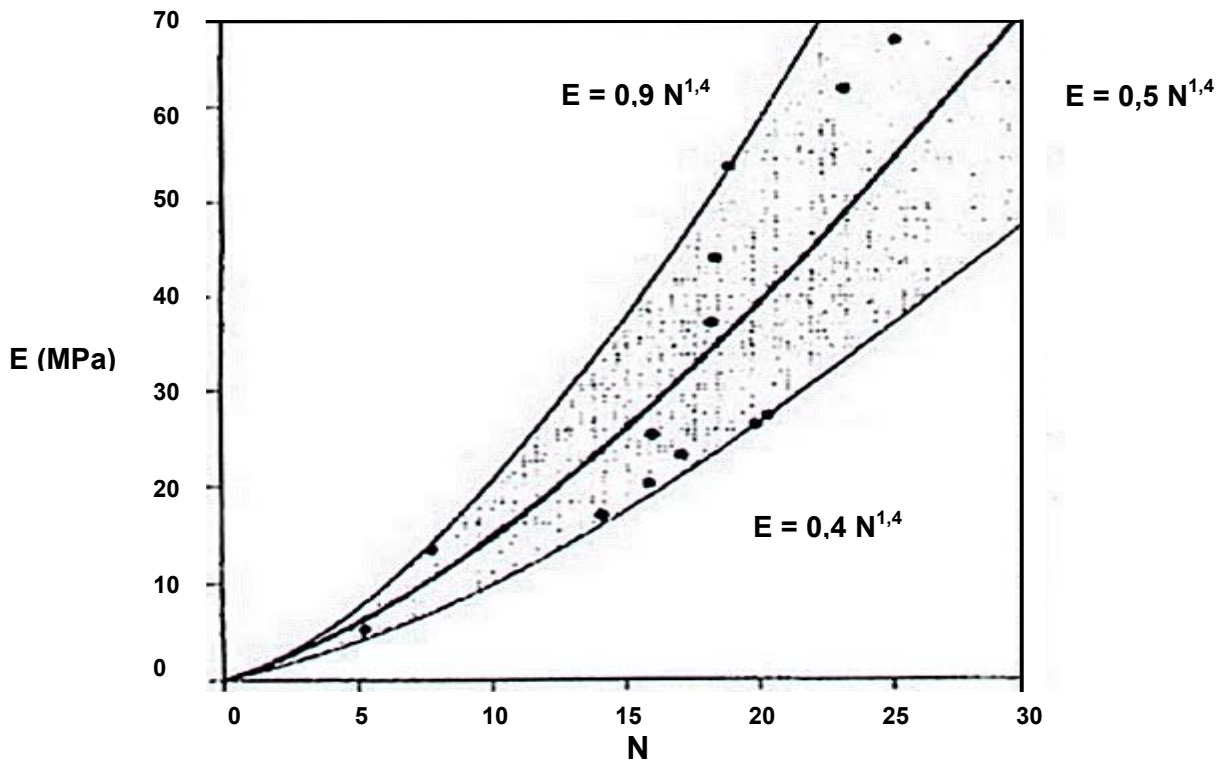


Figura 5 – Módulo de Young, Sandroni (1991), apud Velloso e Lopes (1997)

Sandroni (1991) utilizou a retro-análise dos resultados das provas de carga com equação da teoria da elasticidade. Há, também, que considerar que as pressões aplicadas não ultrapassem 200 kPa, consideradas aquém dos níveis de plastificação.

Na Tabela 2, Décourt (1995), apud Quaresma et. al., (1998), apresenta as correlações entre o módulo de elasticidade, E e  $N_{72}$ , válidas para sapatas quadradas rígidas com recalques da ordem de 1% do seu lado.

Tabela 2 – Correlação do módulo de elasticidade com  $N_{72}$

Tipo de solo	$E(MPa)$
Areias	$3,5N_{72}$
Solos intermediários	$3,0N_{72}$
Argilas saturadas	$2,5N_{72}$

Fonte: Décourt (1995)

## B.2 - Capacidade de carga e tensão admissível em função de N

Segundo (Meyerhof 1963), a determinação da capacidade de carga admissível, em razão do  $N_{spt}$  médio dentro da profundidade  $2B$ , abaixo da base da sapata, pode ser calculado da seguinte forma:

$$q_a = \frac{1}{30} \cdot N \cdot B \cdot \left( 1 + \frac{D_f}{B} \right) \quad (25)$$

onde:

$q_a$  = tensão admissível;

$N$  = Índice médio (N72) – Amostrador Raymond –Terzaghi;

$B$  = lado da sapata;

$D_f$  = profundidade de apoio da base de fundação.

Teixeira & Godoy (1998) citam, em relação à resistência a penetração em sondagens que é o método mais usado na prática, a seguinte equação:

$$\sigma_a = 20 \cdot \bar{N} \quad (26)$$

onde:

$\sigma_a$  = tensão admissível em KPa;

$N$  = Índice médio (N72) – Amostrador Raymond –Terzaghi.

Segundo esses autores, essa equação é válida para qualquer solo natural em um intervalo de  $5 \leq N \leq 20$ .

## 2.4.2 – Sondagens Dilatométricas

Tal equipamento foi desenvolvido na Itália pelo Professor Silvano Marchetti (1975), pesquisador responsável por sua concepção e construção, bem como pela formulação dos conceitos básicos associados a sua interpretação.

O dilatômetro constitui-se de uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular de aço muito fina em uma de suas faces, similar a um instrumento tipo célula de pressão total. O ensaio dilatométrico consiste na cravação da lâmina dilatométrica no terreno, para em seguida, usar a pressão de gás para expandir a membrana de aço (diafragma) no interior da massa do solo. O equipamento é portátil e de fácil manuseio, sendo a operação simples e relativamente econômica.

O procedimento do ensaio, as vantagens e desvantagens e a calibração da membrana do equipamento podem ser verificados e compreendidos nos textos sobre o mesmo, assim como nas normas específicas.

### C – Procedimento de tratamento de dados

De início combinam-se as leituras (A) expansão de 0,05mm) e (B) expansão de 1,10mm com a tensão vertical no solo e a poro-pressão da água obtida ou medidas de campo, levando-se em conta as condições anteriores à inserção da lâmina dilatométrica. Após a descompressão da membrana, obtém-se a leitura C.

Tem-se, então, em condições de nível d'água livre e sem capilaridade:

$$\sigma_{vt} = \Delta\sigma_{vt} + \gamma_i \cdot z_i \quad (27)$$

$$u_0 = \gamma_w \cdot z_{gwt} \quad (28)$$

$$\sigma_v' = \sigma_{vt} - u_0 \quad (29)$$

onde:

$\sigma_{vt}$  = tensão vertical total do solo;

$\Delta\sigma_{vt}$  = pressão aplicada na superfície;

$\gamma_i$  = peso específico do solo da camada i;

$z_i$  = espessura da camada i;

$u_0$  = poro-pressão da água;

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$z_{gw}$  = profundidade abaixo do nível d'água;

$\sigma_v'$  = tensão vertical efetiva do solo.

A partir dos resultados anteriores descritos, Marchetti (1975) propõe correlações de vários parâmetros, correlações essas que permitem definir perfis verticais de propriedades comuns do solo.

A redução dos dados inicia-se corrigindo as leituras, devido à rigidez da membrana e ao desvio do zero do manômetro.

De acordo com Marchetti (1980), Marchetti e Crapps (1981) e Schmertmann (1986) tem-se que  $p_0$ ,  $p_1$  e  $p_2$  são derivadas da realização do ensaio de campo, onde:

$p_0$  = leitura de pressão A, corrigida e extrapolada para descolamento da membrana do corpo da lâmina;

$p_1$  = leitura de pressão B corrigida;

$p_2$  = leitura de pressão C corrigida.

### C.1 - Índice do material, $I_D$

$$I_D = f(A, B, u_0) = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (30)$$

Este índice proporciona um perfil representativo do tipo de solo, restringindo a faixa de aplicação de correlações empíricas.

Tabela 3- Classificação do solo baseada no índice do material  $I_D$

Tipo do solo	Índice do material	Tipo de solo	Índice do material
Turfas / Argilas Sensitivas	< 0,10	Silte	0,90 – 1,20
Argila	0,10 – 0,35	Silte Arenoso	1,20 – 1,80
Argila Siltosa	0,35 – 0,60	Areia Siltosa	1,8 – 3,30
Silte Argiloso	0,60 – 0,90	Areia	3,30

Fonte: Marchetti (1980)

Marchetti e Crapps (1981), utilizando o módulo dilatométrico a partir da Tabela 3, obtiveram a Figura 6.

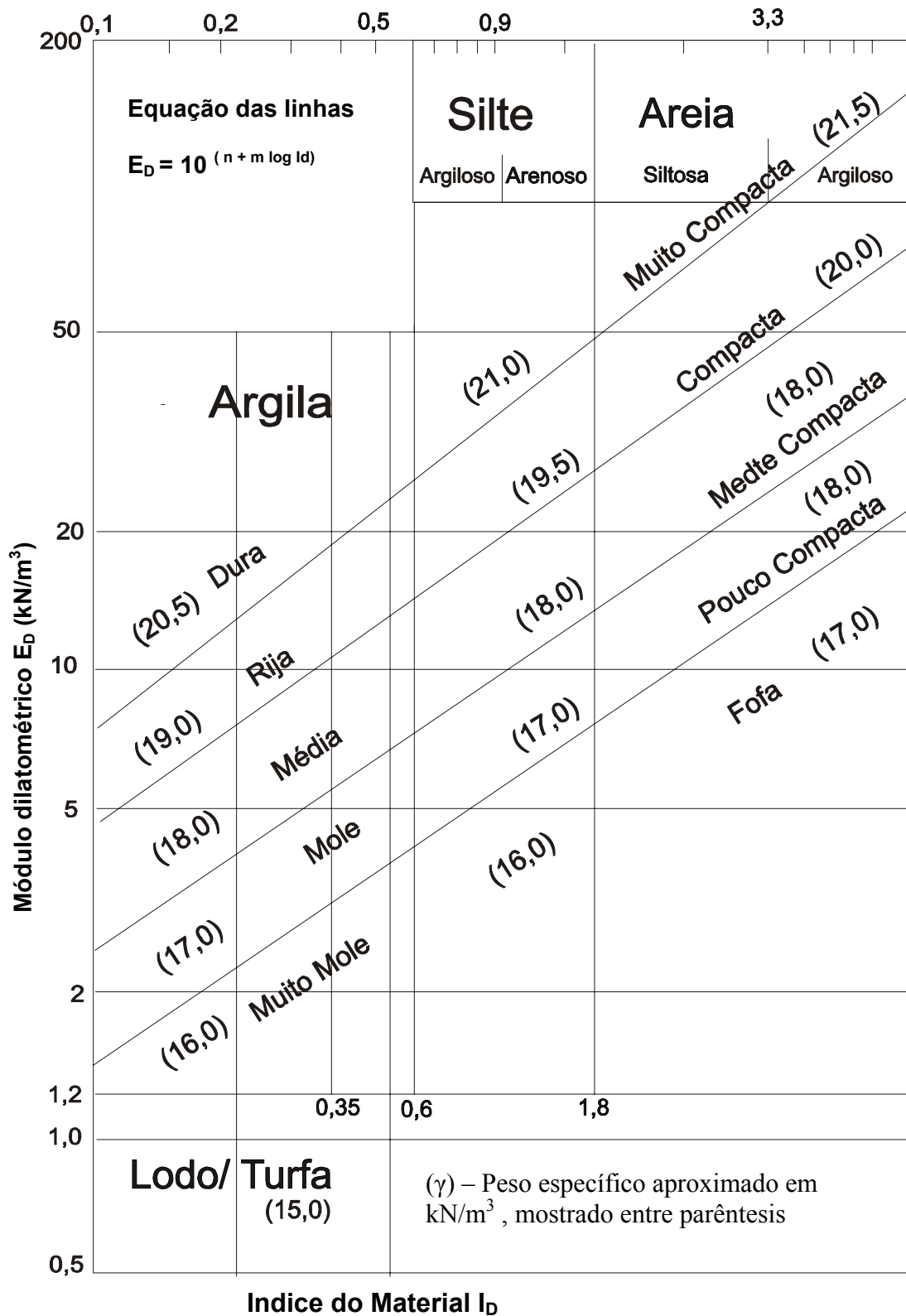


Figura 6 – Gráfico de descrição do solo e avaliação do peso específico

## C.2 – Índice de tensão horizontal, $K_D$

Segundo Schnaid (2000), o índice de tensão horizontal do solo é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso.

Sabe-se que o aumento de  $K_D$  é proporcional a tensão horizontal in situ, porém é também sensível a outras propriedades do solo; a razão de sobre-adensamento, a idade do depósito e o grau de cimentação afetam as medidas de  $K_D$ , calculado usando a equação:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma_v} \quad (31)$$

## C.3 – Módulo dilatométrico, $E_D$

$$E_D = f(A, B) = 34,7(p_i - p_0) \quad (32)$$

Segundo Marchetti (1997),  $E_D$  não deve evocar afinidade com o módulo de Young porque ele não detém informações sobre a história de tensões, devendo ser usado somente em combinações com  $K_D$  e  $I_D$ .

## C.4 – Índice de poro-pressão, $U_D$

Lutenegger (1988), recomendou a seguinte equação para índice poro-pressão  $U_D$ :

$$U_D = f(A, C, u_0) = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (33)$$

Schmertmann (1988), propôs a seguinte equação:

$$U_D = f(C, u_0, \sigma_{vt}) = \frac{P_2 - u_0}{\sigma_{vt} - u_0} \quad (34)$$

Na Figura 7, mostra-se uma correlação de  $U_D$  com  $I_D$  recomendada por Schmertmann (1988).

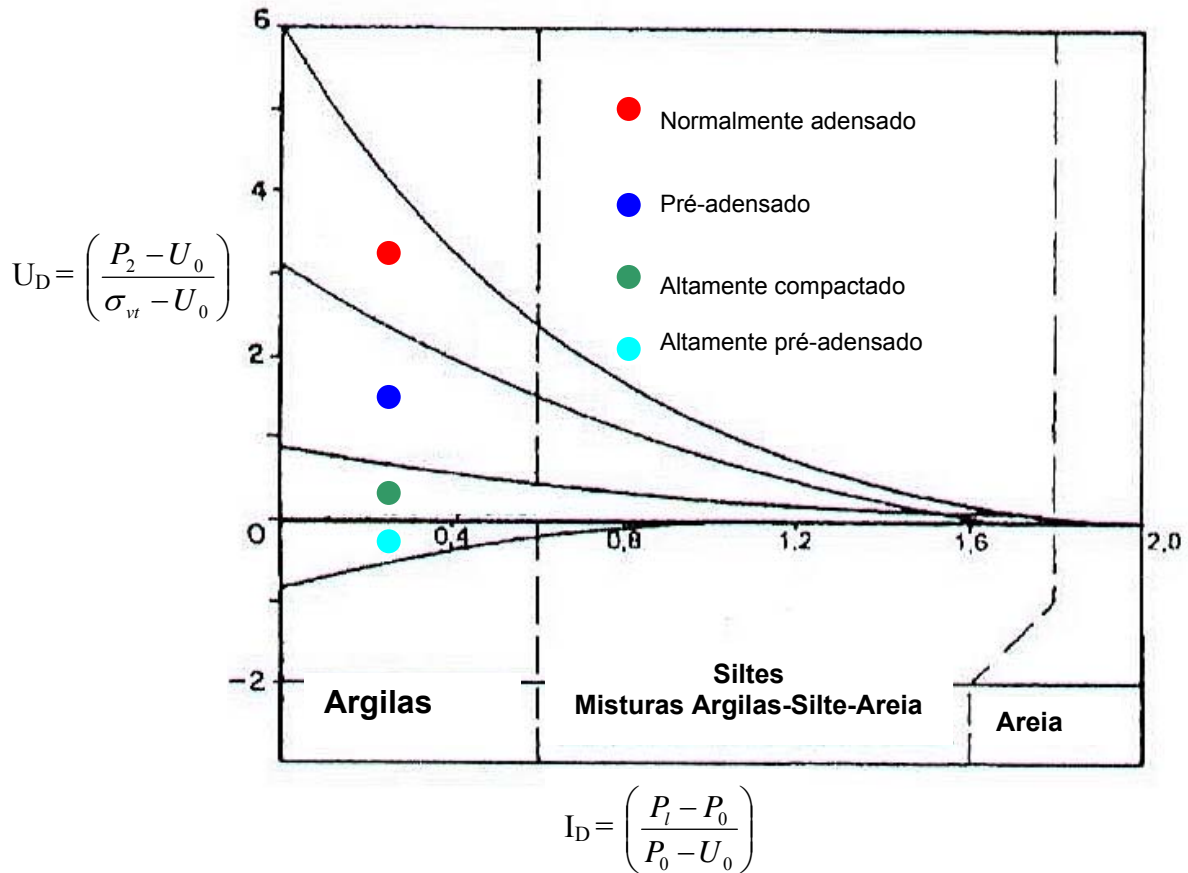


Figura 7 – Correlação,  $U_D$  X  $I_D$  para cada tipo de solo, Schmertmann (1988)

### C.5 – Módulos de deformação

A definição do módulo tangente à compressão confinada,  $M$  ou módulo dilatométrico, é dada graficamente.

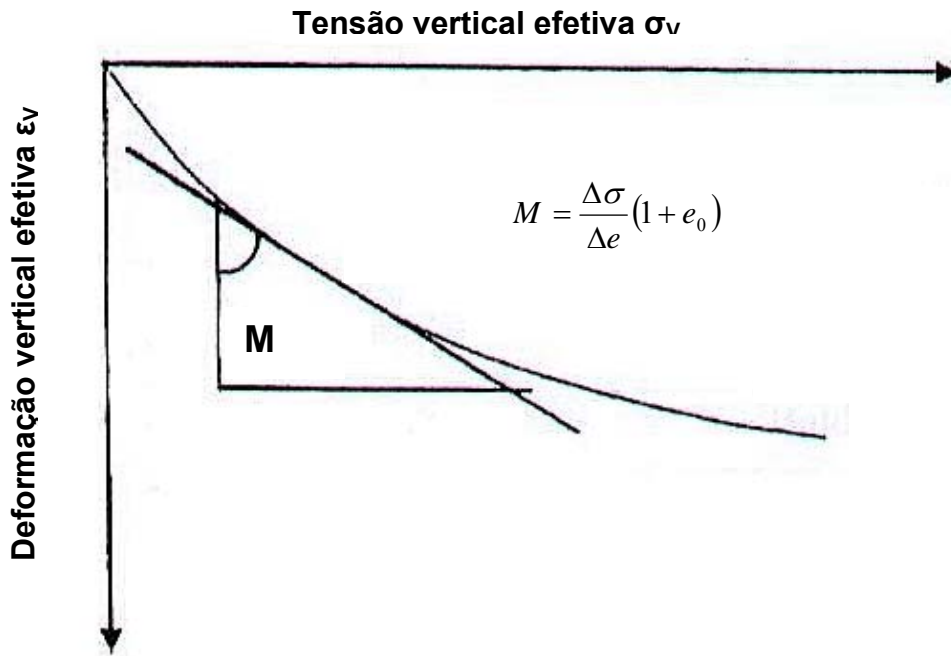


Figura 8 – Definição do módulo tangente à compressão confinada, M

Esta variável pode ser obtida a partir dos ensaios oedométricos, quando os valores de tensão-deformação são considerados em escala linear.

### C.6 – Módulo de Young, E

Segundo Briaud e Miran (1992), atualmente dois valores do módulo elástico de Young têm sido investigados em ensaios triaxiais, para verificar as suas correlações com o módulo dilatométrico:

- Módulo de Young secante a 25% de mobilização da resistência ( $E_{25}$ ).
- Módulo tangente inicial, ( $E_i$ ).

Esses autores citaram, também, Robertson et al. (1989), Campanella et al. (1985) e Baldi et al. (1986), que relataram a seguinte relação entre E e o módulo dilatométrico,  $E_D$ :

$$E = F \cdot E_D \quad (35)$$

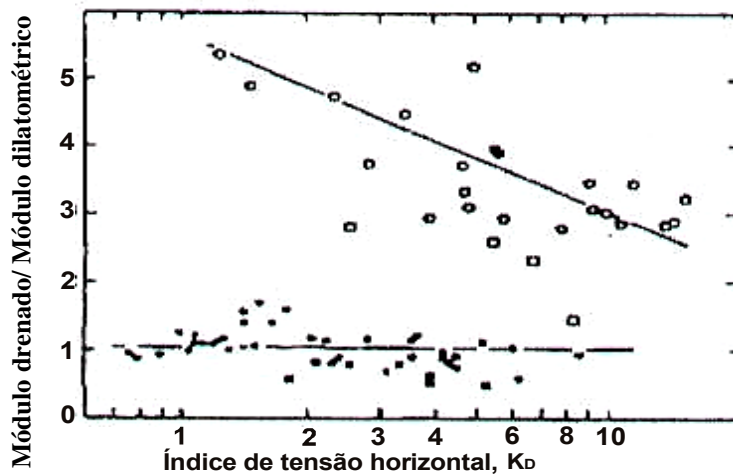
Na Tabela 4 são descritos os valores do fator “F” para alguns tipos de solos.

Briaud e Miran (1992), citando Bellotti (1989), apresentaram a Figura 9, para obtenção do fato F.

Tabela 4 – Fatores F, Briaud e Miran (1992)

Tipo de solo	Módulo	Fator, F	Referências
Solos coesivos	$E_i$	10	Robertson et al., 1989
Areias	$E_i$	2	Robertson et al., 1989
Areias	$E_{25}$	1	Campanella et al., 1985
Areias NC	$E_{25}$	0,85	Baldi et al., 1986
Areias OC	$E_{25}$	3,5	Baldi et al., 1986

Fonte: Soares (2003).



Areia	OCR	Símbolo
Ticino	1	●
	1,5 a 8,5	○
Hocksund	1	■
	3,0 a 8,3	□

Figura 9 – Fator “F” para alguns tipos de solos, Bellotti et al. (1989)

O módulo de Young pode, também, ser obtido a partir do módulo confinado M, empregando-se a teoria da elasticidade através das equações.

$$E' = \frac{M(1 + v') \cdot (1 - 2v')}{1 - v'} \quad (36)$$

$$E'_u = \frac{M(1 + v'_u) \cdot (1 - 2v')}{1 - v'} \quad (37)$$

Onde:

$E'$  = módulo de Young drenado;

$E'_u$  = módulo de Young não-drenado;

M = módulo tangente à compressão confinada;

$v'$  = coeficiente de Poisson drenado;

$v'_u$  = coeficiente de Poisson não drenado.

## C.7 – Aplicações do DMT

Entre as várias aplicações do DMT, foi enfatizado o cálculo de recalques de fundações rasas e a determinação do perfil do solo, no qual é utilizado o módulo tangente à compressão confinada, M, índice do material,  $I_D$  e o módulo dilatométrico,  $E_D$ .

## C.8 – Cálculo de recalque de fundações rasas

### C.8.1 – Recalques em areias

O DMT é um instrumento prático, para verificar diretamente a compressibilidade do solo, principalmente em areias, nas quais a realização de ensaios oedométricos de alta qualidade são de grande dificuldade. É sabido que

os parâmetros para a estimativa de recalques de fundações rasa são obtidos através de tal ensaio, sendo esta uma de suas características principais.

Segundo Marchetti (1997), o módulo tangente à compressão confinada,  $M$ , obtido através do DMT, deve ser empregado tal qual tivesse sido obtido por outros métodos, como ensaios oedométricos de alta qualidade.

Os procedimentos clássicos, baseados na Teoria da Elasticidade, fornecem recalque proporcional à carga. Os recalques previstos são considerados recalques para condições de serviço, isto é, para uma sapata isolada e para recalques na ordem de 0,5% de  $B$ , sendo  $B$  a menor dimensão da área carregada (ou fator de segurança, variando de 2 a 3) Marchetti (1997).

Para as areias, no cálculo de recalques é comumente usada a fórmula da elasticidade 1-D (em problemas 1-D, como em grandes sapatas), ou a fórmula da elasticidade 3-D (em problemas 3-D, como em pequenas sapatas isoladas):

$$\rho_{1-D} = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \cdot \Delta H \quad (38)$$

$$\rho_{3-D} = \sum \frac{\Delta\sigma_v - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)}{E} \cdot \Delta H \quad (39)$$

No entanto, baseado em considerações de vários autores, como Burland et al. (1997) e Marchetti (1997), referenciando-se Marchetti (1991), recomenda-se o uso da fórmula 1-D para todos os casos, pelas razões a seguir:

- o método 3-D envolve o coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e utiliza tensões horizontais que podem ser grosseiramente super ou subestimada pela Teoria da Elasticidade;
- na maioria dos casos práticos, o método 1-D fornece valores de recalques que diferem menos de 10% dos valores obtidos pelo método 3-D para  $\nu < 0,3$ ;

- erros introduzidos em métodos clássicos simples são pequenos quando comparados com os erros em parâmetros de deformação.

### C.8.2 – Recalques em argilas

O recalque primário em argila é usualmente calculado pelas fórmulas clássicas da teoria do adensamento, usando-se o índice de compressão  $C_c$  e o índice de recompressão  $C_r$ , determinados a partir dos ensaios oedométricos.

Alternativamente, o recalque primário é calculado, utilizando-se o módulo oedométrico  $E_{oed}$ , obtido da curva de adensamento do ensaio oedométrico de laboratório.

Uma vez que o DMT fornece preferencialmente  $M$  em vez de  $C_c$ ,  $C_r$ , o método DMT enquadra-se no caso anterior, citado como alternativo.

Se  $E'$  da argila é requerido, ele pode ser obtido a partir da equação.

$$\frac{M_{ds}}{P_a} = m \left( \frac{\sigma_v}{P_a} \right)^{0,5} \quad (40)$$

para valores de coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) entre  $0,25 \leq \nu \leq 0,30$ , tem-se  $E' \cong 0,80M$

Onde:

$M_{ds}$  = módulo secante drenado à compressão confinada;

$P_a$  = pressão atmosférica;

$\sigma_v$  = tensão vertical efetiva;

$m$  = parâmetro “número de módulo”, sendo  $m = \left( \frac{1+e_0}{C_c} \right) \ln 10$ ;

$E'$  = módulo de Young drenado ou em termos de tensão efetiva;

$M$  = módulo tangente À compressão confinada.

Marchetti (1997), propôs para emprego na equação unidimensional.

$$\rho_{1-D} = f \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M} \cdot \Delta H \quad (41)$$

Um fator,  $f$ , de correção devido à rigidez da sapata e à profundidade de seu assentamento, que varia de 0,80 a 1,0.

No caso em que o fenômeno tridimensional está presente, para argilas pré-adensadas se deve verificar a influência da magnitude das tensões em relação à tensão de pré-adensamento – correção de Skempton e Bjerrum (1957).

### 2.4.3 – Sondagens Pressiométricas

Louis Ménard, engenheiro francês idealizou um equipamento com a finalidade de permitir a determinação das características de deformabilidade e resistência de uma ampla gama de solos e rochas.

No ensaio pressiométrico a forma de instalar o aparelho no solo exerce influência nos resultados. Para que tal influência seja a mínima possível, o pressiômetro é colocado em um furo previamente aberto, cujo diâmetro deve estar dentro de certos limites da sonda pressiométrica.

Todavia, nos casos onde as condições do terreno são adversas, torna-se necessário introduzir o pressiômetro no interior de camadas protetoras. Os resultados obtidos com o pressiômetro, com e sem a utilização destas proteções conduz a resultados diferentes e, por isso, a utilização das proteções somente deverá ser adotada como última solução.

A pressão na célula é aumentada logo após a introdução da sonda no furo, provocando uma expansão cilíndrica do solo em volta da mesma. A avaliação da deformação radial é obtida diretamente pela quantidade de água que é introduzida dentro da célula. A pressão da célula é aumentada em estágios e mantida constante por um minuto em cada estágio. As leituras são feitas em quinze, trinta

e sessenta segundos e devem ser corrigidas em função da rigidez do próprio sistema de medida.

A apresentação dos dados é feita na forma de um gráfico onde são mostradas as deformações plásticas (“creep”), medidas de trinta a sessenta segundos, em função da pressão corrigida, bem como as deformações totais, após os sessenta segundos, também em função da pressão corrigida, conforme figura 10.

Para os cálculos, o solo deve ser admitido como elástico. Em caso de o ensaio ser realizado no interior de um furo previamente aberto, o módulo de elasticidade transversal é dado por:

$$G = (V_s + V_m) \Delta p / \Delta V \quad (42)$$

Onde:

$V_s$  = volume inicial da célula de medida;

$V_0$  = volume da célula medida no início da parte retilínea da curva pressiométrica;

$V_m = V_0 + \Delta V / 2$

$\Delta p / \Delta V$  = inclinação da parte retilínea da curva pressiométrica;

O módulo de elasticidade pressiométrico ( $E_m$ ) é obtido através da Teoria da Elasticidade.

$$E_m = 2G(1 + \nu) \quad (43)$$

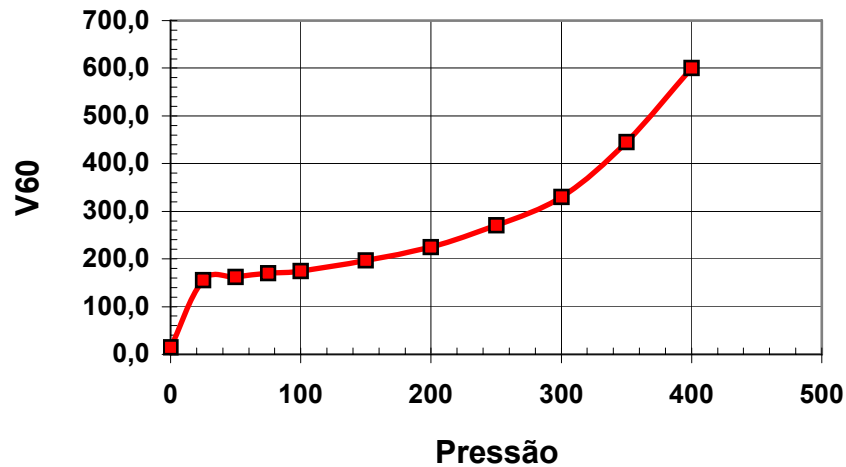


Figura 10 – Curva típica de um ensaio pressiométrico

Nessa expressão,  $E_m$  é o módulo pressiométrico. Substituindo-se o valor de  $G$  dado pela equação 42, na equação 43, obtém-se:

$$E_m = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_s + V_m) \cdot \Delta p / \Delta V \quad (44)$$

Logo, pode-se, então dizer que:

$$E_m = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot [V_s + (V_f - V_0) / 2] \cdot \Delta p / \Delta V \quad (45)$$

Sendo  $E_m$  o módulo de Ménard ou pressiométrico.

Sendo obtido por ensaios pressiométricos, o módulo de elasticidade também pode ser denominado módulo de Ménard ( $E_m$ ) quando forem utilizados os procedimentos descritos anteriormente (propostos por Ménard) para pressiômetros de pré-furo.

Como o ensaio não consegue avaliar o parâmetro elástico, pode-se arbitrar um valor para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Na Tabela 5 consta alguns valores adotados para  $\nu$ .

Tabela 5 – Valores típicos do coeficiente e Poisson, Hachich et al. (1998)

Solo	$\nu$
Areia poço compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não Saturada	0,1-0,3

Fonte: Hachich et al. (1998)

O Centre d'Études Ménard e a norma americana ASTM D-4779/87 recomendam que seja utilizado o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson  $\nu$ .

O módulo de Ménard, em aplicações práticas pode ser calculado levando em conta o valor de K (coeficiente da sonda), sendo para determinado tipo de sonda um valor constante. Assim para as sondas BX, assumindo-se  $V_m \cong 200cm^3$  e  $V_s \cong 485cm^3$  e  $K \cong 2000cm^3$ , o módulo de Ménard pode ser calculado segundo:

$$E_m = K \left[ \frac{(p_f - p_0)}{(V_f - V_0)} \right] = K \cdot \Delta p / \Delta V \quad (46)$$

$$K = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_s + V_m) = 2,66 \cdot (V_s + V_m) \quad (47)$$

$$E_m = 2000 \cdot \Delta p / \Delta V \quad (48)$$

Na definição do módulo de deformabilidade do solo, são encontradas algumas limitações pelo fato de não ficar claramente definida a condição drenada ou não drenada do ensaio em alguns casos e a imposição implícita do comportamento linear do solo na interpretação do ensaio.

## D – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo

### D.1 – Conceito de pressão limite ( $P_l$ )

Chama-se pressão limite a máxima pressão atingida num ensaio pressiométrico para a qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente. Porém, na prática não é possível atingir essa pressão, já que a expansão da membrana tem limitações (700 a 750 cm<sup>3</sup>). Logo, a pressão limite pode ser obtida com a extrapolação da curva corrigida do ensaio para o caso hipotético de um volume tendendo ao infinito.

Conclui-se então que a pressão limite é obtida quando a variação volumétrica ( $\Delta V$ ) durante o ensaio atinge um valor igual ao volume inicial da cavidade. Nesse caso,  $\Delta V/V_i=1$ , sendo  $\Delta V$  a variação de volume da sonda e  $V_i$  o volume inicial da cavidade ( $V_i = V_s + V_0 \cong 700\text{cm}^3$ ).

Segundo Ménard a pressão limite é igual a pressão requerida para dobrar o volume inicial da cavidade ( $V_i = V_s + V_0$ ), ou seja,  $V_1 = 2V_i$ . Isso ocorre a um volume  $V_1$ , sendo  $V_1 - V_0 = V_i = V_s + V_0$ . Portanto, em termos de volume injetado ou lido no volumímetro ( $\Delta V$ ), tem-se  $V_1 = V_s + 2V_0$ .

A pressão limite, apesar de ser usada em cálculos de capacidade de carga de fundações e para determinação de outros parâmetros de resistência do solo, não é uma propriedade fundamental do solo.

De acordo com Araújo (2001), na literatura existem vários métodos para obtenção da pressão limite, que vão desde uma simples extrapolação manual da curva pressiométrica até métodos mais elaborados como procedimentos gráficos. Baguelin et al. (1978) citaram alguns métodos para extrapolação da curva pressiométrica corrigida com intuito de obter a pressão limite (Gibson e Anderson, 1961; Van Wanbeke e D`Henricourt, 1971; Jézéquel, 1974).

Assim sendo, resolveu-se utilizar uma adaptação do método proposto pelas normas americana e francesa, além do próprio Ménard, desde que a pressão de fluência ou Creep tenha sido atingida. Tal método baseia-se em um gráfico

semilogarítmico, onde são plotados na abscissa alguns valores de pressão correspondente à fase plástica do solo e, nas ordenadas, os valores das variações de volume injetado correspondente a essas pressões, em escala logarítmica. Normalmente, três pares de valores são suficientes para a determinação da pressão limite. Interpolando-se esses pontos prolongando a reta interpolada até o valor correspondente ao volume  $V_1 = V_s + 2V_0$ . A respectiva abscissa desse ponto corresponde à pressão limite.

## **D.2 – Pressão de fluência ou de Creep ( $P_f$ )**

A pressão de fluência (ou creep) é a pressão que corresponde à fronteira entre a fase de reação pseudoelástica do solo e a fase das grandes deformações (plastificação) do solo, no caminho de tensões do ensaio pressiométrico.

Sabe-se que a pressão de fluência não é usada diretamente como parâmetro de projeto. Esta é calculada para verificação da qualidade do ensaio realizado e em estimativas da pressão limite e do módulo de Ménard. O valor da pressão de fluência pode ser obtido diretamente, através da curva de Creep.

## **D.3 – Curva de fluência**

A curva de Creep tem como finalidade evitar a ambigüidade na definição dos limites do trecho linear da curva pressiométrica, auxiliando na determinação da pressão de Creep ( $P_f$ ) e na estimativa da pressão horizontal inicial ( $P_0$ )

Na curva de Creep, os resultados do ensaio são representados em um gráfico que relaciona a pressão aplicada à diferença de volumes injetados medidos em intervalos de tempo 60 e 30 segundos ( $V_{60s}$ - $V_{30s}$ ), após a estabilização do incremento de pressão aplicado. O método para obtenção das

pressões correspondentes às intersecções entre as três retas (r, s e t) que podem ser ajustadas no referido gráfico.

#### **D.4 - Capacidade de carga de fundações através do ensaio PMT (Ménard 1963)**

Ménard (1963) apresentou uma proposta, para o cálculo de tensão admissível, a qual é baseada em valores de pressão limite equivalente ( $Pl_e$ ), ábacos que relacionam profundidade de embutimento ( $H_e$ ) e a dimensão característica da fundação. Assim obtem-se, para obtenção do coeficiente  $K_p$ , para fundações rasas isoladas, conforme mostrado abaixo:

$$pl_e = [(pl - p_0)_1 \times (pl - p_0)_n]^{\frac{1}{n}} \quad (49)$$

$$H_e = \frac{(pl - p_0)_1 \cdot Z_1 + (pl - p_0)_n \cdot Z_n}{Pl_e} \quad (50)$$

$$\sigma_R = K_p \cdot Pl_e + \sigma_v \quad (51)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_R}{F} \quad (52)$$

$$Qa = \sigma_a \cdot A_b \quad (53)$$

Onde:

$H_e$  = profundidade de embutimento

$Pl_e$  = pressão limite equivalente

$K_p$  = valor obtido através do ábaco  $K_p \times H_e/B$ , Figura 11

$n$  = número de ensaios realizados dentro da zona correspondente a  $1,5B$ .

F = fator de segurança

$\sigma'_{0v}$  = tensão geostática vertical efetiva

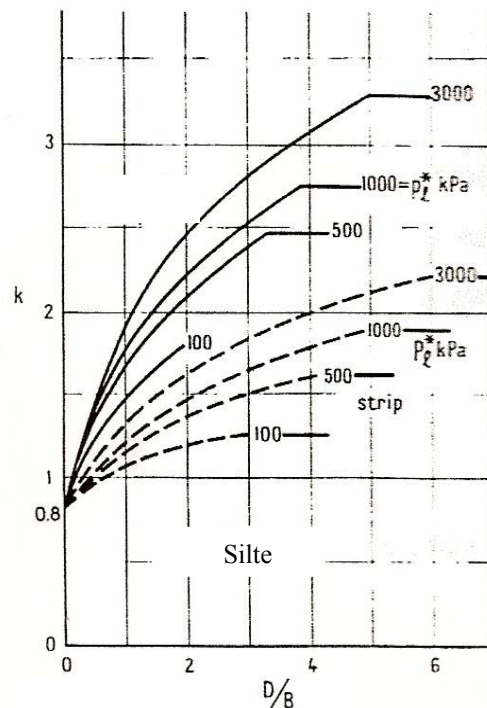
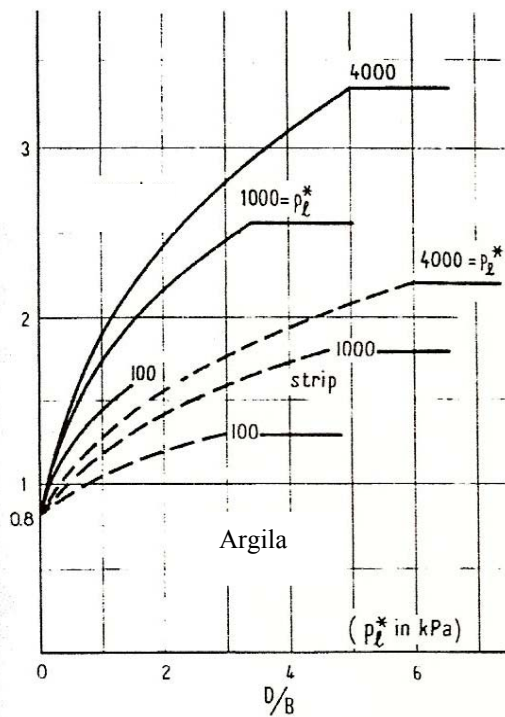
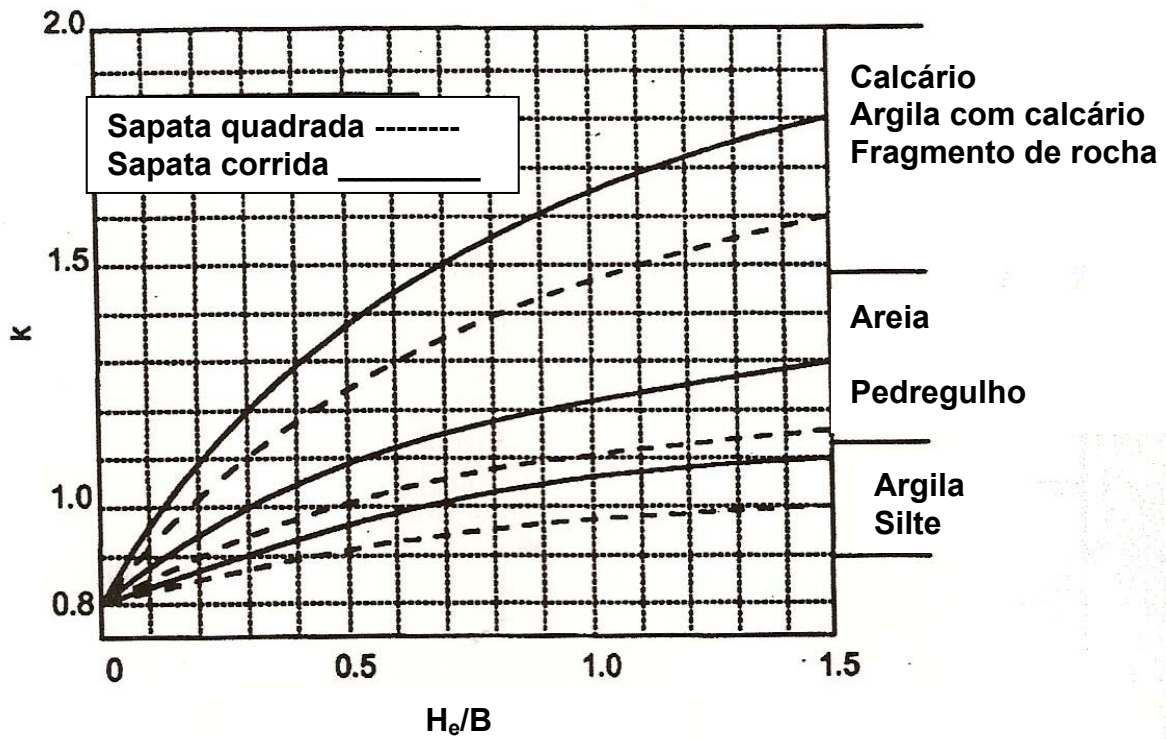


Figura 11 – Gráfico e curvas para obtenção de  $K_p$ , Clarke, (1995)

## D.5 – Estimativa de recalques de fundações rasas

Segundo Ménard e Rosseau (1962), o recalque total ( $s$ ) de uma fundação rasa quadrada de lado ( $B$ ) e assente na profundidade ( $D$ ), em solo homogêneo, pode ser calculado utilizando-se a equação:

$$S = \frac{q^*}{9E_m} \left[ 2B(\lambda_d \frac{B}{B_0})^\alpha + \alpha\lambda_c B \right] \quad (54)$$

onde:

$E_m$  = módulo pressiométrico imediatamente abaixo da fundação

$q^*$  = tensão líquida média admissível na base da sapata ( $q^* = q - q_0$ )

$B$  = largura da sapata

$\alpha$  = fator reológico que depende do tipo de solo e da razão entre  $E_m / Pl$

$\lambda_d e \lambda_c$  = são fatores de forma que dependem da razão  $L/B$  da fundação.

$q$  = tensão aplicada

$q_0$  = tensão geostática na cota de assentamento da sapata

Tabela 6 – Determinação do fator Reológico ( $\alpha$ ) – adaptado de Clarke (1995)

Tipo de solo	Descrição	$E_m / Pl^*$	$\alpha$
Turfas	-	-	1
Argila	Pré-adensadas	> 16	1
	Normalmente adensadas	9-16	0,67
	Almogadas	7-9	0,5
Siltes	Pré-adensadas	>14	0,67
	Normalmente adensados	8-14	0,5
Areias	-	>12	0,5
	-	7-12	0,33
Areias e pedregulhos	-	>10	0,33
	-	6-10	0,25
Rochas	Muito fraturadas	-	0,33
	Sãs ou intactas	-	0,5
	Alteradas	-	0,67

Fonte: Clarke (1995)

Tabela 7 – Fatores de forma segundo Baguelin et al. (1978)

Relação L/B	1		2	3	5	20
	Circular	Quadrada				
$\lambda_d$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
$\lambda_c$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Fonte: Baguelin et al. (1978)

A maioria dos depósitos naturais de solos não são, entretanto, homogêneos. A partir de ensaios pressiométricos, um solo é considerado heterogêneo quando os valores do módulo de Ménard abaixo da cota de assentamento da fundação variam em mais de 30%, dentro dos limites de interesse (1,5B), Araújo (2001).

Nesse caso (solos heterogêneos), o módulo de Ménard ( $E_m$ ) é dado segundo a equação 55, em termos de tensões desviatórias e isotrópicas ( $E_d$  e  $E_v$ ), sendo  $E_v$  igual ao valor do módulo de Ménard logo abaixo da cota da fundação e  $E_d$  calculado a partir de um módulo pressiométrico equivalente determinado através de uma média harmônica.

$$S = \frac{2q^* \cdot B_0}{9E_d} \cdot \left( \frac{\lambda_d \cdot B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha(q^* \lambda_c \cdot B)}{9E_v} \quad (55)$$

## 2.5 - Estudos realizados sobre provas de carga em sapatas

Existe grande dificuldade em tratar analiticamente o comportamento tensão-deformação de um elemento de fundação, já que existem diversos fatores que influem na capacidade de carga do mesmo. Por este motivo, torna-se necessário realizar provas de carga.

Por serem de custo reduzido e de execução simplificada, as provas de carga normalmente são executadas em placas rígidas. Tais provas de carga podem ser classificadas em provas de carga em placa-protótipo (escala 1:1) e em provas de carga em placa modelo (escala reduzida).

Tais ensaios podem ser divididos em: ensaio com carga constante e ensaio com deformação constante, assim descrito:

- carga constante, o carregamento aplicado é constante, ou seja, através de cargas estáticas fixas, obtidas, por exemplo, por meio de uma cargueira.
- deformação constante, o carregamento é variável e a carga é aplicada através de um equipamento tipo macaco hidráulico e bomba. Neste caso as deformações são controladas por meio da leitura de um manômetro que marca a pressão aplicada pelo pistão do macaco.

Os sistemas de reações que permitem a realização das provas de carga podem ser do tipo cargueiras, tirantes ou estacas vizinhas como mostra a Figura 12.

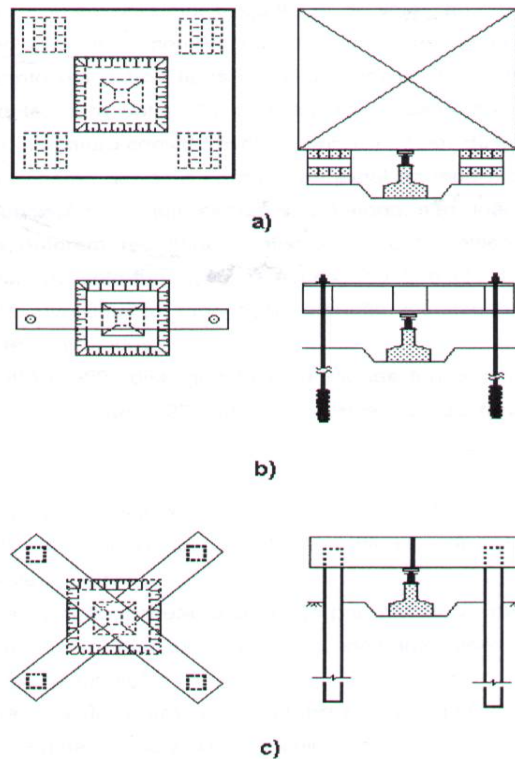


Figura 12 – Tipos de montagem de ensaios de prova de carga: a) cargueira; b) tirantes; c) estacas vizinhas

Os subsídios para modelos e teorias que explicam o comportamento das fundações são feitos através de modelos em laboratório e testes em campo.

A seguir serão apresentados alguns trabalhos que muito contribuem para o desenvolvimento dos estudos nesta área.

Teixeira et al. (1996) descreveram os resultados conseguidos com a execução de treze provas de carga rápidas em placas circulares e quadradas com dimensões (diâmetro e, ou, lado), variando de 0,40 a 0,60m, em profundidades de 0,5 à 6m, em solo do campo experimental da UFLA, na cidade de Lavras/ MG. Os autores concluem que os valores de previsão da capacidade de carga pelos métodos teóricos (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; e Hansen, 1970) são muito menores e ainda pouco confiáveis. No entanto, os valores determinados por métodos empíricos, em função do  $N_{SPT}$  (Meyerhof, 1963 e Parry, 1977), mostraram concordância bastante adequada com os valores obtidos nos ensaios.

Agnelli e Albiero (1994), relataram a execução de doze ensaios de prova de carga em placas, de acordo com a NBR 6489/84, sobre solo calapsível, na cidade de Bauru/SP. Executaram-se seis ensaios em terreno natural, em profundidades de 1 e 2m. Em seguida, foram realizados mais seis ensaios com inundação do terreno durante a sua execução, também nas profundidades já citadas. As tensões de ruptura encontradas demonstram redução da ordem de 40 a 50%, dos ensaios em solo natural em relação ao solo inundado. Os valores da capacidade de carga conseguida pelo emprego da fórmula de Terzaghi (1943) são superiores aos encontrados nos ensaios realizados em solo natural, nas razões de 1,6; 2; 3,4 e 3,5 em solo inundado, respectivamente, para as profundidades de 1 e 2m. Os recalques encontrados nos ensaios (25,4 e 16,5mm) ficaram próximos aos estimados pela fórmula de Bazarra, 1967 (20,3 e 19mm), respectivamente, para as profundidades de 1 e 2m, empregando-se uma pressão de 100 kPa no terreno natural, numa área circular de 0,80m de diâmetro.

Cudmani (1994), executou e analisou dezoito ensaios de prova de carga em placas circulares de variados diâmetros (0,3; 0,45; e 0,60m), sob solo residual parcialmente saturado do campo experimental da UFRGS, localizado no município de Cachoeirinha/RS, a diferentes profundidades. O sistema de reação utilizando consistiu de duas sapatas móveis e uma viga de reação fixada as mesmas. A carga foi transmitida através de cargueira com cilindros de aço de pesos variando de 10 a 20kN. O autor analisa ainda sete provas de cargas feitas por Luzzardi e Milititsky (1978) em sapatas de concreto, quadradas, com 0,70 e 1m de lado, apoiadas a 0,50 e 1,60m de profundidade. Baseado nos resultados apresentados, Cudmani (1994) afirma que:

- para ensaios de prova de carga em placas, foi constatado o efeito de escala para diâmetros de 0,30; 0,45 e 0,60m, sendo que o efeito de forma não teve valor acentuado. O efeito de profundidade foi claramente percebido. O tipo de ruptura averiguado foi de puncionamento;
- as análises baseadas na teoria do equilíbrio limite, para a previsão da capacidade de carga, conduziam a valores da carga última superiores aos observados experimentalmente. O método de Terzaghi, (1943),

considerando ruptura por puncionamento, resultou em previsões realísticas da capacidade de carga em todos os casos analisados;

- a previsão do comportamento de fundações reais, utilizando-se o modelo elástico, não se mostrou eficiente. Já o modelo elásto-perfeitamente-plástico, com o critério de Mohr-Coulomb, demonstrou ser adequado para o comportamento tensão deformação do solo.

O ensaio de prova de carga “in situ” sobre o elemento de fundação é incontestavelmente o processo que permite, com a confiança e realidade, determinar a grandeza da carga capaz de provocar a deformação excessiva ou ruptura do solo sob o elemento de fundação, além de fornecer dados preciosos com relação à interação e ao comportamento solo-estrutura de fundação. Porém, tem como inconveniente seu alto custo, pois requerem grandes cargas e tempo de execução bastante longo. Tais inconvenientes não se apresentam em provas de carga realizadas em placas-modelo, sendo o uso delas, para a determinação da capacidade de carga e recalques dos solos, indicado por autores como Barata (1962) e Jardim (1980).

Velloso et al. (1978) descrevem e interpretam resultados de ensaios de prova de carga realizados em placas e sapatas executados pela empresa Geotécnica S.A no local destinado à construção dos altos fornos da Usina Siderúrgica de Tubarão, em Vitória/ES. O terreno foi classificado como sendo uma argila areno-siltosa fissurada, rija a muito rija, apresentando um valor de  $N_{SPT}$  igual a 20, na cota onde foram executadas as provas de carga. As sapatas ensaiadas tinham 1 e 2m de lados e a placa, 0,30m. Para a previsão da pressão de ruptura foram utilizados os métodos propostos por Mazurkiewicz, 1972 e Van der Veen, 1953, e ambos os critérios se mostraram eficientes na previsão. A capacidade de carga foi estimada através das formulações propostas por Terzaghi e Peck, 1967 e Vesic, 1975. Para os parâmetros adotados, os resultados situam-se muito próximos dos valores obtidos nos ensaios, com valores entre 10% (Terzaghi e Peck) e 27% (Vesic) abaixo dos valores medidos. Com relação aos recalques da sapata de 2 X 2m, aos autores concluem que os valores obtidos a partir dos

recalques subsuperficiais medidos são cerca de 20 a 40% superiores aos estabelecidos com base nos recalques de placas.

Campos (1980) relata sua experiência ensaios de prova de carga em sapatas circulares de concreto, com diâmetros de 0,40; 0,80 e 1,60m, assentadas sob a superfície do solo residual de gnaiss do campo experimental de fundações da PUC/RJ. O sistema de reação utilizado foi de tirantes de  $12\Phi$  de 8mm, cada qual com comprimento de ancoragem de 6,40m e carga máxima de trabalho igual a 450kN. Uma análise sintética dos resultados indica que:

- os valores fornecidos pelas equações de previsão da capacidade de carga, proposta por Terzaghi, 1943 e Vesic, 1975, foram respectivamente 30%, 40%, 70% e 80% maiores que os valores observados em campo;
- para sapatas de 0,40 e 0,60m de diâmetro foi verificado efeito de escala, o mesmo não acontecendo para as sapatas de 0,80 e 1,60m;
- diferentes tipos de ruptura foram verificados, sendo que as sapatas com diâmetro 0,40 e 0,60m apresentam ruptura por punção. O autor não explica o ocorrido, mas julga-se ser um comportamento diretamente ligado à área da fundação e, conseqüentemente ao tipo de carga aplicada (diâmetros menores = cargas pontuais e diâmetros maiores = cargas uniformemente distribuídas).

De forma geral todos os autores são unânimes em suas observações sobre as limitações dos critérios de cargas admissíveis sobre terrenos ou elementos de fundações, principalmente quando os critérios adotados se baseiam somente em sondagens de subsolo: fórmulas estáticas teóricas (caso das estacas moldadas “in situ” e fundações rasa) ou fórmulas dinâmicas (caso de estacas cravadas).

### **2.5.1 - Comportamento de quatro sapatas isoladas grandes em areia (Briaud, 1999)**

Foram executadas provas de carga em sapatas no Campo Experimental Geotécnico Nacional da A&M University Riverside Campus perto da College

Station, Texas. O solo no local do ensaio era razoavelmente uniforme, areia siltosa fina com sílica e com as seguintes propriedades até a profundidade de 5 metros, tamanho dos grãos  $D_{50} = 0,2mm$ , SPT(Standard Penetração Teste) com spt de 18 golpes a cada 0,3m, CPT com resistência de ponta igual a 6 MPa, PMT pressão limite 800KPa, módulo PMT 8,5 MPa, DMT módulo 30MPa, ângulo de atrito igual a  $32^\circ$ , peso específico natural  $15,5kN/m^3$ . O nível água encontrava-se a 4,9m de profundidade.

Foram construídas quatro sapatas quadradas em concreto armado. Cabos de reação foram instalados para resistir a tensão de 12MN de carga máxima descendente que poderia ser aplicada às sapatas.

A carga foi medida com uma célula de carga de 12MN que repousava entre o macaco e a estrutura de reação. O recalque foi obtido através de uma leitura comum de 4 LVDT (Transdutores de Deslocamento de Voltagem Linear) colocados nos cantos das sapatas e amarrados a dois perfis de referência. Nos quatros testes realizados neste estudo notou-se que as vigas de referência não são apropriadas, visto que vigas de aço longas são sensíveis a mudanças de temperatura e vigas de madeira longas podem se deformar significativamente. Foram colocados três “tell-tales” debaixo de cada sapata respectivamente nas seguintes profundidades 2B, 1B e 0,5B para monitorar o movimento vertical do solo versus profundidade. Em planta baixa eles eram situados a 0,4m do centro da sapata. Além disso, foram instaladas inclinômetros perto da extremidade das sapatas para monitorar o movimento lateral de solo com a profundidade, conforme mostrado na Figura 13.

O procedimento da prova de carga consistiu em aplicar a carga em incrementos igual a um décimo da capacidade de carga da sapata, calculada pelos métodos geralmente usados (Tabela 8). Cada estágio de carga durou 30 minutos com leituras de recalque a 1, 3, 5, 7, 10, 20 e 30 minutos. Este período de 30-minutos foi considerado suficientemente longo, para levar a taxa de recalque ao término de cada estágio de carga para valor muito pequeno, e para calibrar o modelo de recalque lento foi mantida uma duração da prova de carga razoável.

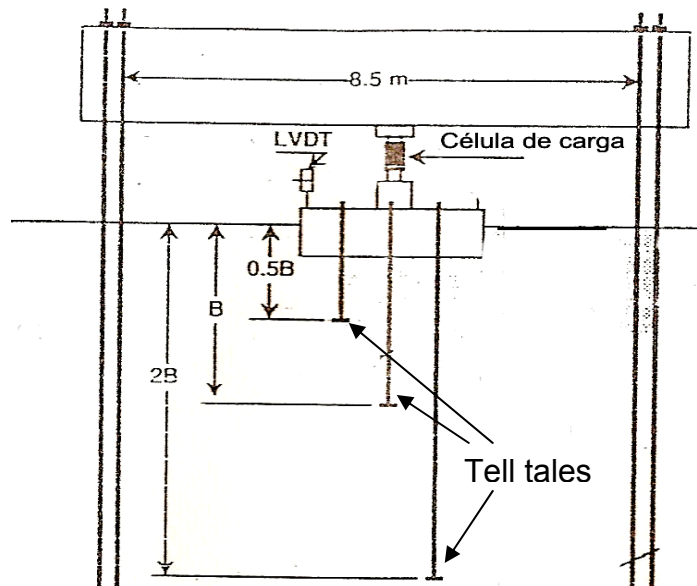


Figura 13 – Detalhe da prova de carga de Briaud (1999)

### E - Avaliação dos Métodos Existentes

Há um número grande de métodos para calcular a capacidade de carga de sapatas em areia e o recalque das cargas de trabalho. Segundo Briaud (1997), foram selecionados seis métodos de capacidades de carga e doze métodos de recalque (tabelas 8 e 9). As capacidades de carga calculadas são mostradas na Tabela 8. Os valores calculados podem ser comparados com pressões medidas a 150mm de recalque. Pode-se argumentar que 150mm de recalque não são suficientes para gerar a capacidade de carga; não obstante, as pressões medidas a 150mm de recalque são maiores que quase todas as capacidades de cargas calculadas.

Para os métodos de recalque foi adotado um esquema inverso. Em vez de comparar o recalque calculado para uma carga escolhida, foi calculada a carga que geraria 25mm de recalque para todos os métodos. Estas cargas são mostradas na Tabela 8 e os detalhes dos cálculos podem ser encontrados em Gibbens e Briaud (1994). Eles podem ser comparados com as cargas medidas a

25mm que também são listados na Tabela 9. Os valores medidos na Tabela 9 foram obtidos preparando primeiro a curva de carga x recalque que corresponde à envoltória das leituras dos 30 minutos (Briaud e Gibbens, 1994) e lendo a carga que corresponde a 25mm de recalque naquela envoltória. Então, 25mm é o recalque depois de 30 minutos de aplicação de carga e não em 50 anos que seria o caso para real estrutura. O recalque em 50 anos poderia ser 50% maior que o recalque a 30 minutos. Isto deve ser lembrado se avaliarmos os resultados na Tabela 8 para propósitos de projeto.

Tabela 8 – Valores de previsão de capacidade de carga segundo Briaud (1997)

<b>Métodos de Previsão de capacidade de carga</b>	<b>Sapata 1,0m (MPa)</b>	<b>Sapata 1,5m (MPa)</b>	<b>Sapata 2,5m (MPa)</b>	<b>Sapata 3,0m (MPa)</b>
Briaud – CPT (1993)	1,743	1,608	1,737	1,892
Briaud – PMT (1992)	0,872	0,779	0,781	0,783
Hansen (1970)	0,772	0,814	0,769	0,730
Meyerhof (1951 & 1963)	0,832	0,991	1,058	1,034
Terzaghi (1943)	0,619	0,740	0,829	0,826
Vesic (1973 & 1974)	0,825	0,896	0,885	0,855
<b>Tensão medida (150mm) depois de 30 minutos de carga aplicada</b>	<b>1,740</b>	<b>1,511</b>	<b>1,136</b>	<b>1,000</b>

Fonte: Briaud (1997)

Tabela 9 – Valores de carga para previsão de recalque de 25mm segundo Briaud, (1997)

<b>Métodos de Previsão de capacidade de carga (25mm)</b>	<b>Sapata 1,0m (MN)</b>	<b>Sapata 1,5m (MN)</b>	<b>Sapata 2,5m (MN)</b>	<b>Sapata 3,0m (MN)</b>
Briaud (1992)	0,904	1,314	2,413	2,817
Burland & Burbidge (1984)	0,733	1,148	2,175	2,799
De Beer (1965)	1,14	0,803	0,617	0,597
Ménard & Rousseau (1962)	0,247	0,394	0,644	1,017
Meyerhof – CPT (1965)	0,288	0,446	0,738	0,918
Meyerhof – SPT (1965)	0,195	0,416	1,0	1,413
Peck & Bazarra (1967)	1,042	1,899	4,144	5,679
Peck, Hansen & Thornburn (1974)	0,319	0,718	1,981	2,952
Schmertmann – CPT (1973)	0,455	0,734	1,475	1,953
Schmertmann – DMT (1986)	1,300	2,165	4,114	5,256
Schultze & Sherif (1973)	1,465	2,615	4,750	5,850
Terzaghi & Peck (1967)	0,287	0,529	1,244	1,476
<b>Tensão medida (150mm) depois de 30 minutos de carga aplicada</b>	<b>0,850</b>	<b>1,500</b>	<b>1,136</b>	<b>4,500</b>

Fonte: Briaud (1997)

### E.1 - Conclusões de Briaud

O modelo Briaud - Garland (1985) é bem visto para descrever o comportamento da deformação desta areia, como medido nas provas de carga (24

horas). Se este modelo é extrapolado para 50 anos, é mostrado que a razão entre do recalque em 50 e do recalque há 30 minutos é aproximadamente 1,5.

Os recalque se distribuíram da seguinte forma:

- 78% a uma profundidade correspondente a 1B (largura da sapata)
- 97% a uma profundidade correspondente a 2B (2 X largura da sapata)

O movimento lateral máximo medido à extremidade da sapata foi de 15% do movimento vertical e a parte inferior da protuberância lateral aconteceu a uma profundidade de 1,75B para a sapata de 3m e 3,8B para a sapata de 1m. A grande variação na profundidade de influência e a dependência de tamanho estão em contraste com a profundidade 2B de influência achada nas medidas de deslocamentos verticais.

### **2.5.2 - Estudo da capacidade de carga e recalques em um solo residual de gnaiss, Campus da UFV, através de ensaios de campo e laboratório (Soares, 2003)**

Este trabalho teve como objetivo principal comprovar as metodologias de previsão do comportamento de fundação rasa rígida, utilizando-se alguns dos principais métodos propostos para estimativa de capacidade de carga e recalques de fundações rasas. Para o desenvolvimento deste, executaram-se os ensaios de campo: prova de carga em sapata quadrada, ensaio pressiométrico de Ménard (PMT), ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT), ensaio de resistência à penetração (SPT) em um solo residual de gnaiss. Além da execução dos ensaios citados foram retiradas amostras deformadas e indeformadas para serem ensaiadas em laboratório. O estudo mostrou que os métodos de campo são muito úteis para solos bastante heterogêneos como os formados por solos residuais.

## F - Resultados dos ensaios e estimativas de capacidade de carga

Os ensaios de caracterização mostraram predominância de argila. A realização dos ensaios triaxiais resultou nos seguintes valores dos parâmetros de resistência.

Tabela 10 – Valores dos ensaios triaxiais segundo Soares, (2003)

Amostra	Profundidade	$W_{nat.}$	$\gamma_{nat.}$	$C'$	$\phi'$
Solo	m	%	$kN / m^3$	kPa	( $^{\circ}$ )
Amostra 01	0,40	39,20	16,88	55,0	9,5
Amostra 02	0,80	37,68	16,21	41,5	7,60

Fonte: Soares (2003)

Neste trabalho foram feitas estimativas de capacidade de carga e de recalque da estrutura de fundação estudada utilizando-se os ensaios de campo e formulações teóricas, sendo os resultados apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Valores de carga de ruptura segundo Soares, (2003)

Métodos	Valores Estimados de tensão de ruptura(KPa)
Terzaghi (1943, 1967)	98,42
SPT-Teixeira e Godoy (1998)	88
PMT Ménard (1963)	103,14
<b>Prova de carga segundo Vargas (1955) 25mm de recalque.</b>	<b>130</b>

Fonte: Soares (2003)

### **F.1 - Conclusões de Soares (2003)**

O ensaio dilatométrico de Marchetti não é, idealmente, um equipamento para estimar a capacidade de carga do solo, sendo preferencialmente, utilizado no estudo das deformações. Além de permitir conhecer o perfil do solo em camada sucessiva de 20 em 20cm, o DMT fornece o parâmetro M – módulo tangente à compressão confinada – com o qual é possível estimar a deformabilidade do solo. O conjunto solo-sapata no final do ensaio de prova de carga apresentou o valor de tensão admissível para um recalque de 25mm igual a 130 KPa.

### **2.5.3 - Execução e Análise de uma Prova de Carga direta em Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaisse no Campus da UFV (Lopes, 1997)**

Lopes (1997) estudou o comportamento de fundações superficiais rígidas por meio de resultados obtidos num ensaio de prova de carga em verdadeira grandeza, realizado no Campo Experimental de Fundações – UFV, sobre uma sapata de concreto armado, quadrada, com 1,20m de lado, apoiada a 1,0m de profundidade. O estudo foi executado em três etapas distintas: a primeira refere-se a investigações de campo, por meio de ensaios tipo SPT e ensaios laboratoriais de caracterização, classificação e determinação dos parâmetros de deformabilidade e resistência ao cisalhamento; a segunda diz respeito ao projeto/confecção de instrumentações e à montagem e execução do ensaio de prova de carga; a terceira e última correspondente às análises dos resultados. Foi dada ênfase aos métodos de previsão de capacidade de carga de solos com base na teoria de equilíbrio-limite. Constatou-se, ainda a adequabilidade de métodos de definição da carga de ruptura desenvolvidos para fundações profundas. As análises realizadas confirmaram a performance do ensaio executado como sendo o mais adequado para a definição da capacidade de carga de solos sob fundações diretas. O tipo de ruptura verificado foi o puncionamento, com um recalque máximo de aproximadamente 170mm ao final do ensaio. A tensão de ruptura

variou entre  $\sigma_r = 1.097,22$  e  $\sigma_r = 1.319,44 KPa$ , o que fornece, para um fator de segurança igual a 2 (sugerido pela NBR 6122/96), uma tensão admissível variando de  $\sigma_a = 548,61$  a  $\sigma_a = 659,72 KPa$ .

## G - Capacidade de carga do solo

Foram feitas análises em termos de tensões totais e efetivas. Por representar uma prática corrente na engenharia de fundações, foi adotada, para os parâmetros de resistência do solo,  $c = 59 KPa, \phi = 10^\circ$ . Sendo o solo com as seguintes características, Argila = 11,23%; Silte = 31,70%; Areia = 57,07%.

Tabela 12 – Valores de carga de ruptura segundo Lopes, (1997)

Métodos	Valores Estimados de tensão de ruptura(KPa)
Terzaghi (1943, 1967)	1264,07
Meyerhof (1951)	1651,55
SPT – Vargas (1955)	680
<b>Prova de carga – Lopes (1997)</b>	<b>1.097 a 1.319,44</b>

Fonte: Lopes 1997

### G.1 - Conclusões de Lopes (1997)

As análises em termos de tensões efetivas mostram-se mais próximas da realidade obtida no ensaio de prova de carga, principalmente as formulações propostas por Terzaghi. Porém, a não consideração do efeito da sucção na determinação das envoltórias de resistência do solo e, conseqüentemente, dos parâmetros geotécnicos, leva a crer que pode ter influenciado nos resultados.

A utilização do conjunto de aplicação de carga macaco-bomba, sem o uso de uma célula de carga, mostrou-se eficiente, não sendo observado atrito entre o pistão e a camisa do macaco hidráulico. Porém, isto não justifica a não utilização de células de carga em próximos trabalhos de prova de carga.

## **3 – MATERIAIS E MÉTODOS**

### **3.1 - Campo Experimental**

Neste Capítulo estão apresentados os dados relacionados às características do solo local onde foram realizados os trabalhos de pesquisa, e dos materiais e equipamentos utilizados na prova de carga.

A cidade de Viçosa está localizada na região da Zona da Mata do Estado de Minas Gerais, com latitude de 20°45` S e longitude de 42°51` W, a uma altitude de 651m. Segundo o Departamento de Engenharia Agrícola/UFV, a precipitação média anual é de 1.227,1 mm e a temperatura média anual, de 19,8° C (Araújo, 2001).

A prova de carga foi realizada no Campo Experimental da Agronomia, localizado no Campus da Universidade Federal de Viçosa – Viçosa-MG, próximo ao Supermercado Escola. Como procedimento de caracterização do subsolo, foram realizados os seguintes ensaios: SPT, PMT, DMT e execução de ensaios de caracterização física e mecânica.

A prova de carga da presente pesquisa foi realizada entre os meses de Março e Abril, com o solo em sua umidade natural. Para evitar a infiltração de água no solo, cobriu-se toda área do ensaio com uma lona plástica.

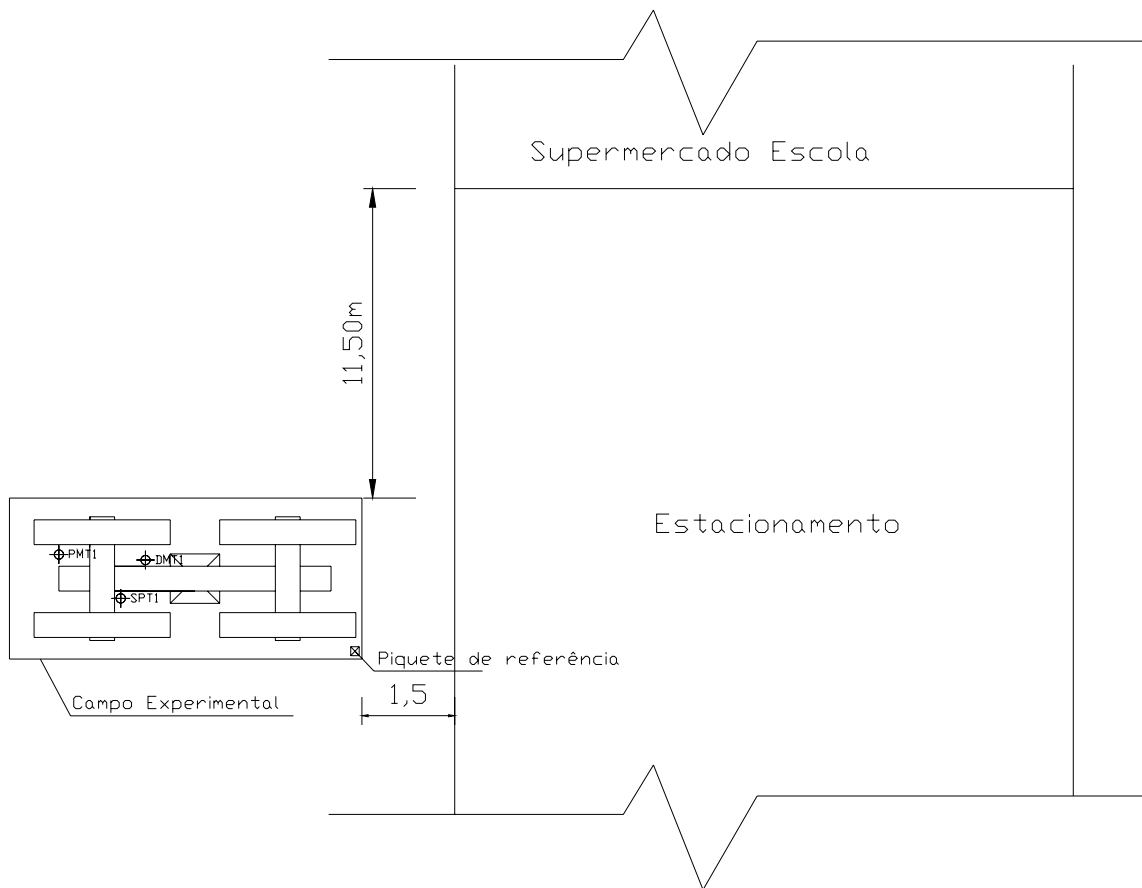


Figura 14 –Local de realização da prova de carga no Campo Experimental de Agronomia

O local de realização da prova de carga é formado por camadas de solo saprolítico (residual maduro), não saturado, proveniente de rocha gnáissica ocorrente em regiões de relevo bastante acidentado, clima tropical seco no inverno e chuvoso no verão.

Segundo Lopes (1997), uma análise mineralógica macroscópica realizada em um campo experimental semelhante, através de poços de inspeção, e posteriormente confirmada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Viçosa indicou principalmente a presença de quartzo, feldspato, micas (muscovita e biotita) e óxidos de manganês.

Um estudo químico e mineralógico detalhado do perfil pode ser encontrado em GUIMARÃES (1996).

Alguns fatores foram importantes na escolha deste campo experimental.

1 – a quantidade de trabalhos já desenvolvidos no Campo Experimental de Fundações da UFV tornou-o inviável para a realização de novas pesquisas;

2 – a disponibilidade de apoio básico para o bom desenvolvimento dos ensaios de campo, tais como eletricidade e segurança.

### 3.2 - Elemento Estrutural de Fundação

A sapata tinha base quadrada de lado igual a 0,80m construída em concreto armado e vazada de modo a permitir a passagem dos dispositivos “BETA”, o elemento estrutural foi considerado rígido, já que, o balanço é menor que o dobro da altura . Conforme mostrado na Figura 15.

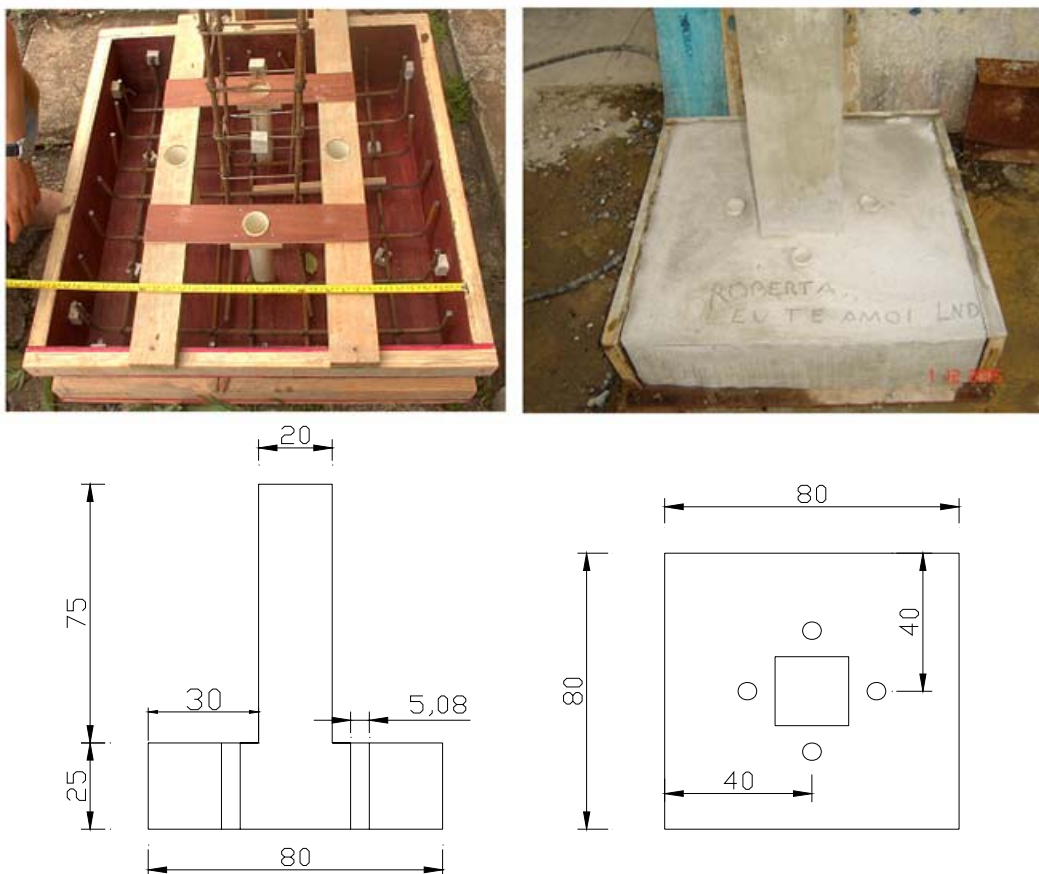


Figura 15 – Aspecto geral da sapata pré-fabricada de concreto armado (dimensões em centímetros)

### **3.3 – Ensaios laboratoriais para obtenção das características do solo local**

Foi feito uma série de ensaios de caracterização do solo, com amostras deformadas e indeformadas, ambos coletados no interior de um poço de inspeção, escavados manualmente, e seguindo as prescrições das normas brasileiras.

#### **H – Ensaios de caracterização do solo**

Para caracterização completa do solo analisado, foram feitos os ensaios de determinação do teor de umidade, determinação da massa específica dos sólidos, conforme NBR 6508/84, determinação dos Limites de Atterberg de acordo com as normas NBR 6459/84 e NBR7180/94 e análise granulométrica conjunta segundo NBR 7181/84.

Procurou-se especificar mais detalhadamente o solo, limitando-se à profundidade de atuação do bulbo de tensões, 2 vezes a dimensão do lado da sapata, segundo Schmertmann (1978). A granulometria encontrada na superfície de assentamento da sapata apresentou uma predominância de argila sendo a classificação segundo as porcentagens do material retido nas peneiras, uma argila areno-siltosa. Segundo o Sistema de Classificação Unificado, essa camada pode classificar-se como uma argila de alta compressibilidade. As curvas granulométricas são mostradas a seguir.

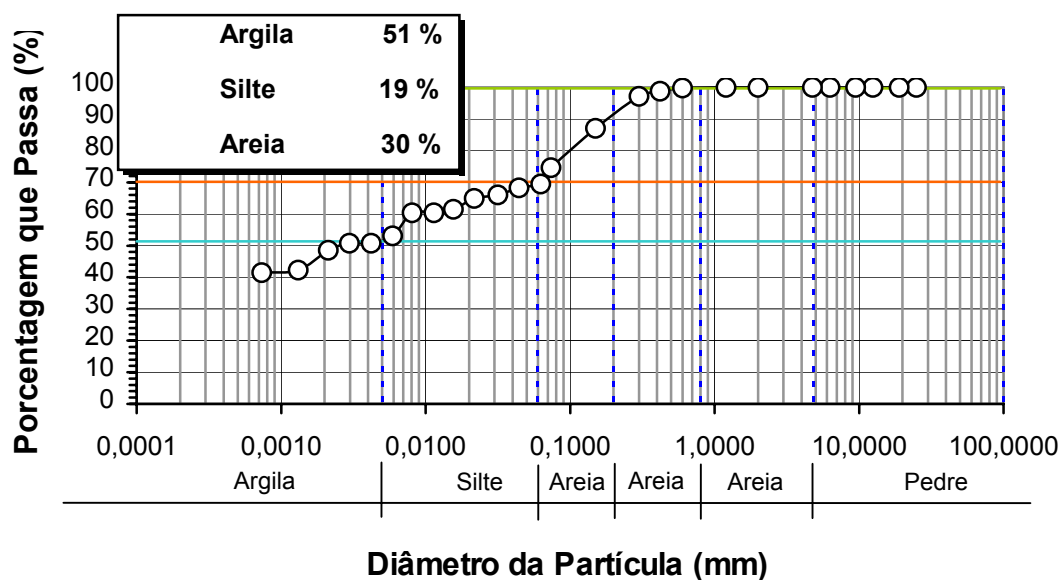


Figura 16 - Curva granulométrica da camada de 0,40 à 2,20m

### H.1 – Ensaio oedométrico

Os ensaios de adensamento ou oedométricos, foram realizados com base na Norma MB-3336/90 (Ensaio Oedométricos). Foi feito um ensaio, realizado na prensa convencional tipo Bishop. Foram talhados corpos de prova nos anéis moldadores com altura igual à 2cm e diâmetro igual à 5,3cm, a partir de blocos cilíndricos de amostra indeformáveis com altura igual à 60cm e diâmetro igual à 40cm, retirado a uma profundidade de 50cm.

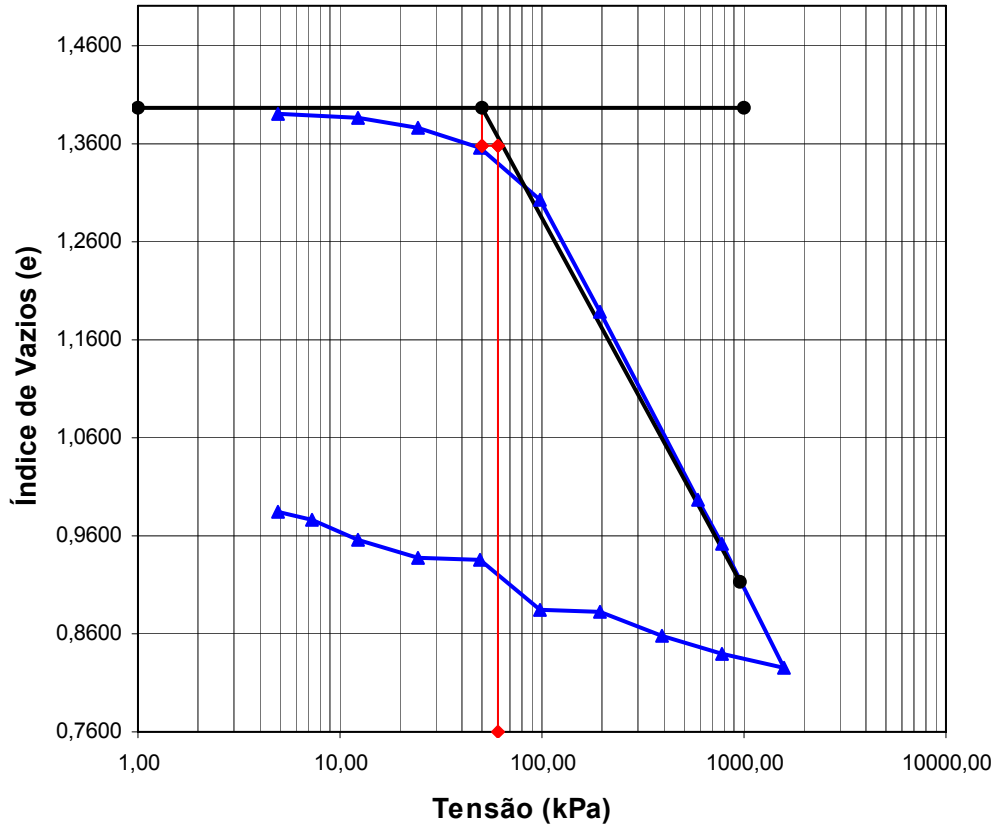


Figura 17 - Gráfico de tensão vertical X índice de vazios

Para se obter a tensão de pré-adensamento através do ensaio oedométrico, utilizou-se o método Pacheco e Silva. Sendo  $e_0 = 1,397$  o valor encontrado da mesma foi de  $\sigma_{a, oed} = 60kPa$ .

Para comparação com a tensão vertical de pré-adensamento calculou-se a tensão vertical de solo "in situ" estimada ( $\sigma_{va}$ ). Como  $\sigma_{va} = \gamma_{nat} \cdot z$ , para a cota de apoio da sapata de 0,50m e peso específico natural  $\gamma_{nat} = 16,44kN/m^3$ , a tensão vertical existente estimada é igual a  $\sigma_{va} = 16,44 \cdot 1,1 = 18,08kPa$  logo a razão de sobre-consolidação (OCR) é igual a 3,3.

A tensão vertical calculada acima, quando comparada com a tensão de pré-adensamento obtida no ensaio oedométrico, mostra que o solo encontra-se pré-

adensado, ou seja, em seu histórico de tensões o solo já experimentou tensões maiores que a calculada no estado atual.

## H.2 – Ensaio de Cisalhamento Direto

Com o intuito de se obter parâmetros de resistência ao cisalhamento da amostra indeformada do solo, foram realizados três ensaios de cisalhamento direto drenado, com velocidade de deslocamento igual a 0,15mm/minuto, realizados com base nos procedimentos de Head (1986). Para tal, foram moldados três corpos de prova de lado igual a 5,11cm e altura igual a 2,0cm nos moldes quadrados, talhados a partir dos blocos de amostras indeformadas, já referidos anteriormente.

Os corpos de prova foram submetidos às seguintes tensões normais, 50, 250 e 500 kPa. Nos ensaios os corpos de prova não foram inundados, devido à intenção de se analisar o solo em seu teor de umidade natural de campo. Para representar graficamente a envoltória eliminou-se o primeiro ensaio, correspondente a 50 kPa, que demonstrou disparidade entre os valores, sem causa definida. Os parâmetros de resistência obtidos foram: coesão ( $c' = 66,06$ ) e ângulo de atrito ( $\phi^\circ = 24^\circ$ ).

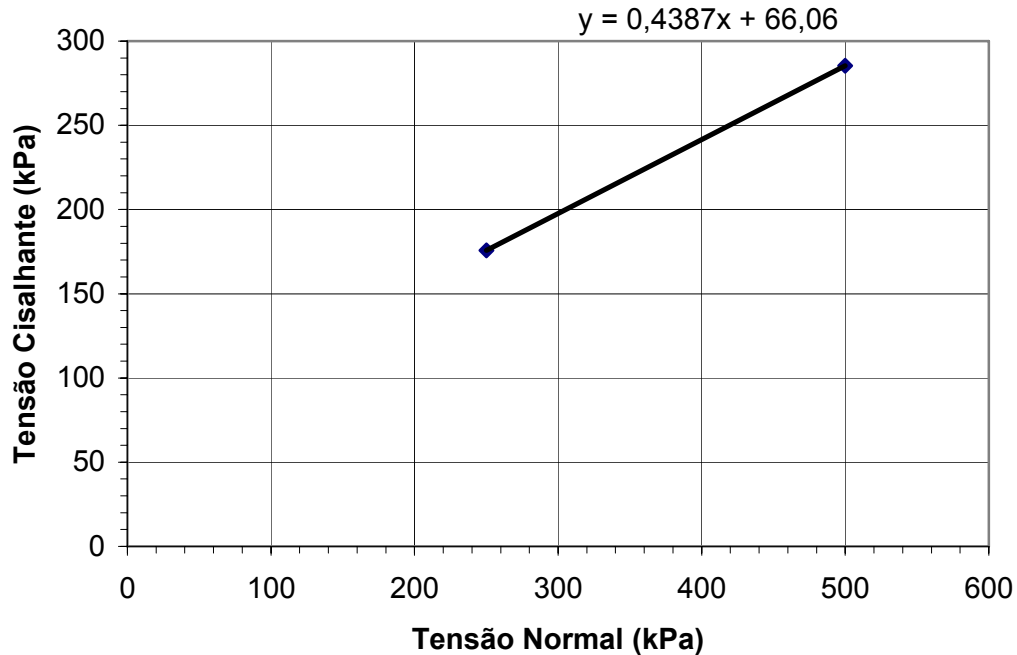


Figura 18 - Gráfico da Envoltória de Tensões

### H.3 – Ensaios triaxiais axissimétricos

Com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo com outro ensaio além do ensaio de cisalhamento direto, utilizou-se do ensaio triaxial tipo CD/natural (consolidado drenado), ensaiando-se o solo no seu estado de umidade natural.

Os ensaios triaxiais de compressão axissimétrica foram realizados em corpos de provas talhados a partir dos blocos de amostras inderformadas, já citados anteriormente, com altura média de 100 mm e diâmetro 50mm.

Os ensaios foram realizados com base nos métodos descritos por HEAD (1986).

Os corpos de prova foram submetidos a tensões confinantes de 100, 250, 500 kPa. Estas tensões foram adotadas com base na análise dos dados fornecidos pelo ensaio oedométrico (descritos anteriormente) e das pressões a serem aplicadas no ensaio de prova de carga.

Um sistema de aquisição de dados forneceu a variação de volume e a tensão vertical ( $\sigma_1$ ). A velocidade adotada na ruptura dos corpos de prova foi de 0,15 mm/mim, a fase de adensamento dos ensaios teve duração mínima de 1h e máxima de 24h.

As curvas tensão desvio x deformação axial e as envoltórias de resistência em função de  $q$  x  $p$  são apresentados no anexo A.

Encontra-se na Tabela 13 os valores dos parâmetros obtidos dos ensaios triaxiais.

Tabela 13 – Parâmetros obtidos dos ensaios triaxiais

Profundidade (m)	$W_{nat}$ %	$\gamma_{nat}$ ( $kN / m^3$ )	$c'$ kPa	$\phi^\circ$ ( $^\circ$ )
0,50	35,53	16,44	65,2	21

### 3.4 – Investigações geotécnicas de campo

Em contraposição aos parâmetros físicos e mecânicos obtidos no laboratório através das amostras recolhidas em campo, como descrito anteriormente, foram realizados ensaios de campo, segundo as normas e procedimentos descritos no capítulo anterior. O “croquis” de localização dos mesmos está representado na Figura 19.

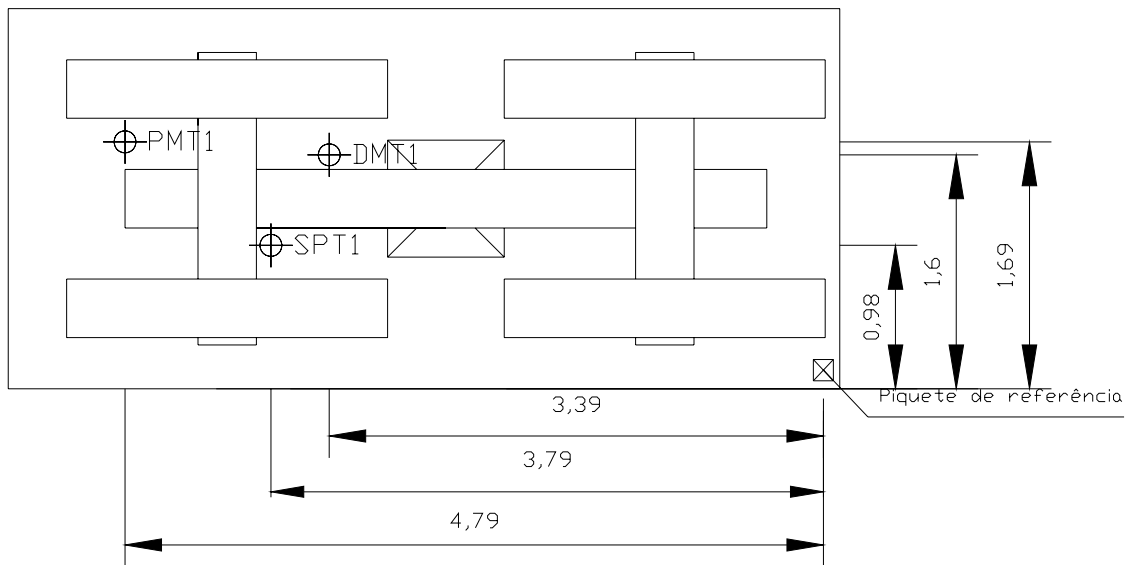


Figura 19 – Localização dos ensaios de campo realizados no campo experimental

### I – Dados obtidos na Sondagem de Simples Reconhecimento – SPT

O ensaio de sondagem à percussão efetuados no Campo Experimental foram realizados, seguindo-se as prescrições das normas NBR-6484/80 (Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos) e as amostras provenientes dessa sondagem, classificadas segundo a NBR-7250/82.

Conforme prescrito em norma, os avanços foram realizados de metro em metro, via trado helicoidal até a profundidade de 4,00m, passando-se, então, ao avanço por circulação de água.

O perfil geotécnico do experimento está mostrado na Figura 20.



Interessado	Leandro Neves Duarte	N.A. Inicial	-
Obra	Experimento	Data	Não detectado
Local	UFV	Data de Início	21/9/2005
		Cota da sapata	0,50
Furo	SPT - 01	Cota*	-
		Data	-

Prof. do revestimento	4	m	Diâm. do revestimento	2 1/2	pol
Prof. total da sondagem	8,45	m	Diâm. do amostrador	2 x 1 3/8	pol
Peso	65,0	kg	Altura de queda	75,0	cm

avanco	amostra	GOLPES			CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	COTAS		M.C.	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)
		15	15	15					
AM	1R	7	7	6	Argila arenosa c/ mica marrom	0,00	0,45		
AM	2R	5	4	5		0,45	1,00		
AM	3L	4	4	6		1,00	1,45		
CA	4L	5	4	4		2,00	2,45		
CA	5L	5	5	6	Areia Siltosa c/ mica vermelha	3,00	3,45		
CA	6L	6	6	7		4,00	4,45		
CA	7L	3	4	4		5,00	5,45		
CA	8L	3	7	8		6,00	6,45		
CA	9L	2	2	2	Silte arenoso c/ mica cor variiegada	7,00	7,45		
CA	10L	1	3	5		8,00	8,45		

**Legenda**  
 TC - trado concha  
 CH - trado helicoidal  
 CA - circulação de água  
 NO - não-observado  
 R - amostra recuperada  
 L - amostra recuperada por lavagem  
 M.C. - mudança de camada  
 M.O. - matéria orgânica  
 VG - cor variiegada.

Data: 21/9/2005 Responsável: Leandro Neves Duarte \* em relação a boca do turo de sondagem \* ver croquis em anexo

Figura 20 – Relatório da sondagem

O referido relatório mostrou uma camada variando de 0,45 a 3,35m de argila arenosa com mica, com número de golpes médio igual á 10. Tais dados estão caracterizados ao longo da seção de atuação do bulbo de tensões (2B), considerando que o elemento de fundação tem lado B=0,80m.

## J – Dados obtidos na Sondagem Dilatométrica

A metodologia empregada na realização desses programas de ensaios dilatométricos foi prescrita em um documento preparado pela “American Society For Testing and Materials – ASTM” (1986), intitulado “Suggested Method for Performing The Flat Dilatometer Test”. Os ensaios foram realizados a cada 20cm de profundidade desejada.

O sistema de ação-reação utilizado é formado por trados helicoidais associado a um “quadro” feito com vigas e colunas metálicas. Para fornecer a força na estrutura de reação, foi utilizado um aparelho esticador do tipo “tirfor”.

Os dados referentes a este ensaio estão mostrados na Tabela 14.

Tabela 14 – Dados do DMT

DMT 01				
Prof. (m)	$E_d$ (Mpa)	M (Mpa)	Id	kd
0,20	3,10	10,00	1,21	21,70
0,40	3,30	9,30	1,01	14,30
0,60	6,90	22,60	0,91	22,60
0,80	7,70	22,00	1,15	14,80
1,00	10,00	23,90	2,00	8,80
1,20	15,70	41,70	1,91	11,90
1,40	15,30	38,90	1,79	10,50
1,60	14,40	35,30	1,61	9,50
1,80	14,90	35,40	1,61	8,70
2,00	12,40	25,30	1,69	6,20
2,20	13,70	27,20	1,80	5,80
2,40	12,90	23,60	1,76	4,90
2,60	10,00	15,60	1,59	3,70
2,80	10,40	16,70	2,28	4,00
3,00	10,90	14,20	2,51	2,70
3,20	13,50	18,40	2,08	2,80

## K – Dados obtidos na Sondagem Pressiométrica

O equipamento pressiométrico utilizado neste trabalho foi um Pressiômetro de Ménard do tipo CG, fabricado pela empresa francesa APAGEO SEGLEM, equipado com um sistema de aquisição de dados automatizado (“SPAD-APAGEO Pressuremeter Acquisitin System”).

Os parâmetros de resistência encontrados neste ensaio estão apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Parâmetros do solo segundo ensaio PMT

Profundidade (m)	Parâmetros de resistência							
	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>f</sub> (cm <sup>3</sup> )	G (kPa)	Em (kPa)	V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )
0,60	155	10	330	251	1001,87	2664,98	795	360
1,20	140	10	242	261	1663,49	4424,88	765	437
1,80	105	12	241	260	1199,88	3191,69	695	383
2,40	95	9	198	225	1324,31	3522,67	675	367
3,00	113	9	223	196	1110,10	2952,87	711	312
3,60	119	8	255	247	1180,94	3141,30	723	377
4,20	100	13	348	463	1286,49	3422,07	685	640
4,80	121	8	275	231	989,02	2630,79	727	327

Fonte: Dados da Pesquisa (tipo de solo segundo Gambim e Rosseau (1975))

### 3.5 – Execução da Prova de carga

O ensaio de Prova de Carga foi realizado segundo a Norma NBR6489/84. A execução obedeceu os mecanismos descritos na Revisão de Literatura desta tese, conforme mostrado na Figura 21 e 22.

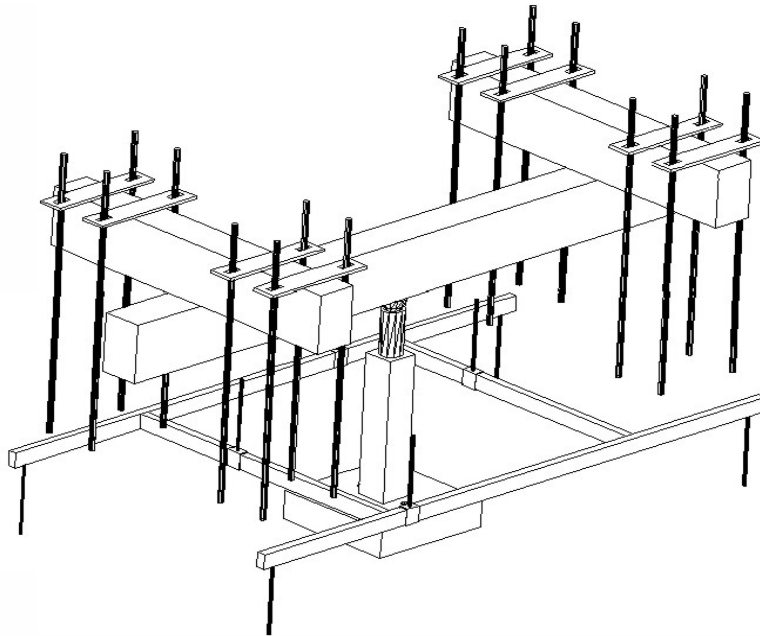


Figura 21 – Esquema Geral da Prova de carga



Figura 22 – Foto da prova de carga

**L – Dispositivos de medição de deslocamento ao longo do bulbo de tensões (BETAS)**

Para a determinação dos deslocamentos ao longo da profundidade referente à atuação do bulbo de tensões foram instalados 4 dispositivos “BETA”.

Estes dispositivos são formados por barras de aço de 19mm de diâmetro nos respectivos comprimentos 1,10; 1,5; 1,9 e 2,3. Em suas pontas foram fixados helicóides para garantir a fixação dos dispositivos no solo. No topo da haste, na superfície, assentavam-se extensômetros para medir os deslocamentos. Na Figura 23 apresentam-se os dispositivos “BETA” confeccionados para o ensaio, semelhantes aos medidores de deslocamento tipo “tell-tales” empregados por Briaud (1999). Com intuito de anular o atrito solo/ dispositivos “BETA” da camada anterior à de medição, executou-se pré-furos de maior diâmetro que das hastes metálicas. No final destes pré-furos os dispositivos eram introduzidos com movimentos giratórios para garantir o travamento dos helicóides nas respectivas profundidades, B/2 (0,40m), B (0,80m), 3B/2 (1,20m), 2B (1,60m). Sendo assim a sapata estava também vazada de modo a permitir a passagem dos dispositivos, já assentes através da mesma.



Figura 23 – Detalhe dos dispositivos “BETA”

## M – Dados obtidos na Prova de carga

Para obtenção dos valores de recalques obtidos na sapata e nos “tell-tales” foram usados 7 extensômetros, com precisão igual a  $10^{-2}$ mm. Esses extensômetros foram fixados a um sistema de referência constituído de quatro vigas de perfis de aço que, por sua vez, foram apoiadas no solo através de barras de travamento. Foram obedecidas às determinações da NBR – 6489/84 com relação à distância mínima entre os apoios e à instalação dos equipamentos do ensaio. Na fixação dos extensômetros foram utilizadas hastes com acoplamento regulável para aferição, na passagem de um estágio para outro, conforme mostrado na Figura 24.



Figura 24 – Detalhe do quadro de referência

## N – Calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba

As cargas aplicadas por meio da reação do macaco hidráulico com a estrutura construída para esse fim foram medidas por correlações das leituras no manômetro da bomba de pressão com uma tabela de calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba.

A calibração e a aferição do conjunto macaco hidráulico-bomba foi executada pelo Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da UFV, sendo assim, obtida a seguinte equação  $y = 0,0174x - 33,485$ . O gráfico da curva de calibração é mostrado na Figura 25.

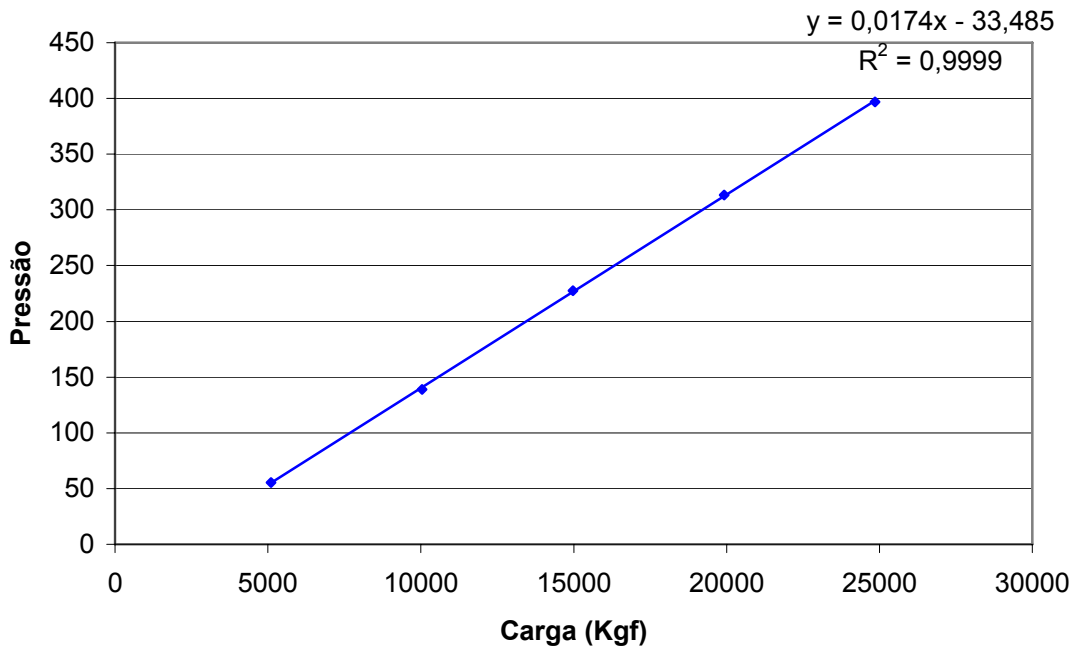


Figura 25 – Curva de calibração do conjunto macaco hidráulico-bomba

## 4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 - Resultados da prova de carga

Na execução da prova de carga foram utilizados os carregamentos com intervalos incrementais sucessivos de 25 kN. Vale ressaltar que a NBR – 6489/84 – Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação (ABNT, 1984b) preconiza que a pressão inicial aplicada deve ser aproximadamente 20% da provável taxa admissível do solo.

Na aplicação da carga em cada estágio, foram lidos os valores registrados nos sete extensômetros, com a finalidade de medir os deslocamentos verticais da sapata e dos dispositivos “BETA”. A primeira leitura foi feita após 0,25min da aplicação da carga, e as leituras seguintes subsequentes foram realizadas em intervalos de tempo sucessivamente dobrados, ou seja, 0,50; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60 minutos e assim por diante.

Um novo carregamento somente era executado depois de transcorridos, no mínimo, 30 minutos da aplicação da carga, sendo sempre verificado o critério de estabilização determinado pela NBR – 6489/84:

$$|L_n - L_{n-1}| \leq 5\% |L_n - L_0|$$

Onde:

$L_n$  = leitura final do estágio para um tempo “t”;

$L_{n-1}$  = leitura anterior para um tempo t/L;

$L_0$  = leitura inicial do estágio (ou leitura final do estágio anterior).

Na curva característica da prova de carga está registrado um descarregamento intermediário, devido a questões executivas do sistema naquele estágio. O gráfico carga X deslocamento completo é mostrado na Figura 26.

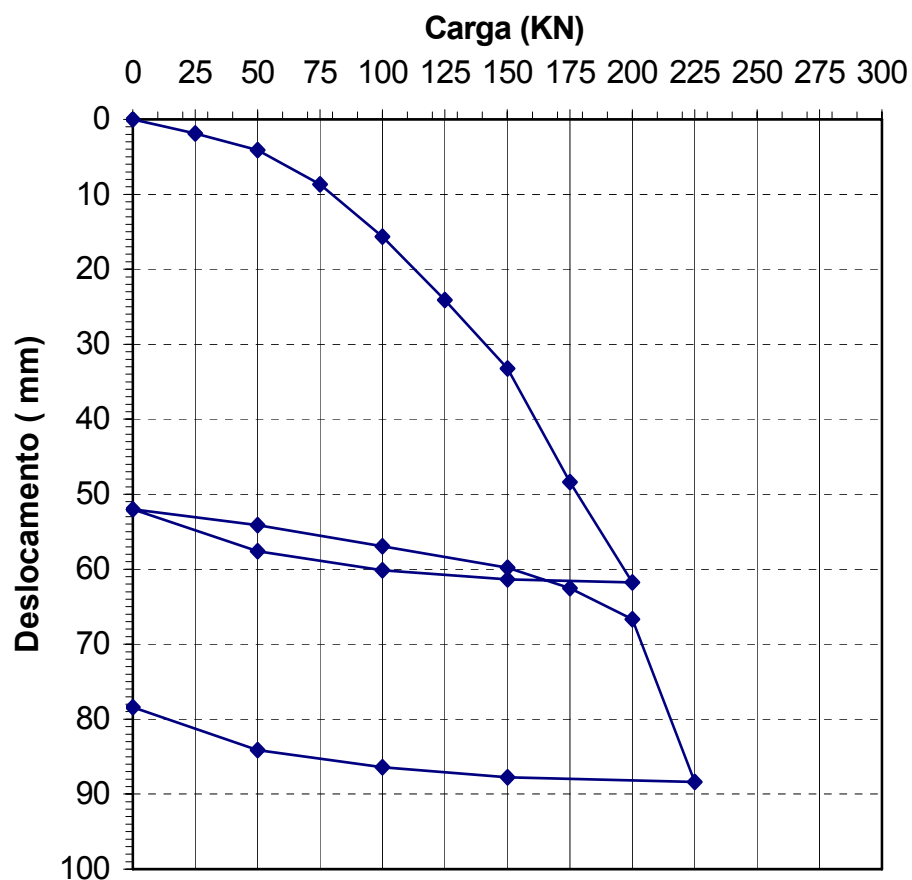


Figura 26 – Curva Carga X Deslocamento da prova de carga

Com intuito de melhorar a análise dos dispositivos “BETA”, foram representadas as curvas dos referidos dispositivos, em conjunto, sem o descarregamento, conforme mostrado na Figura 27.

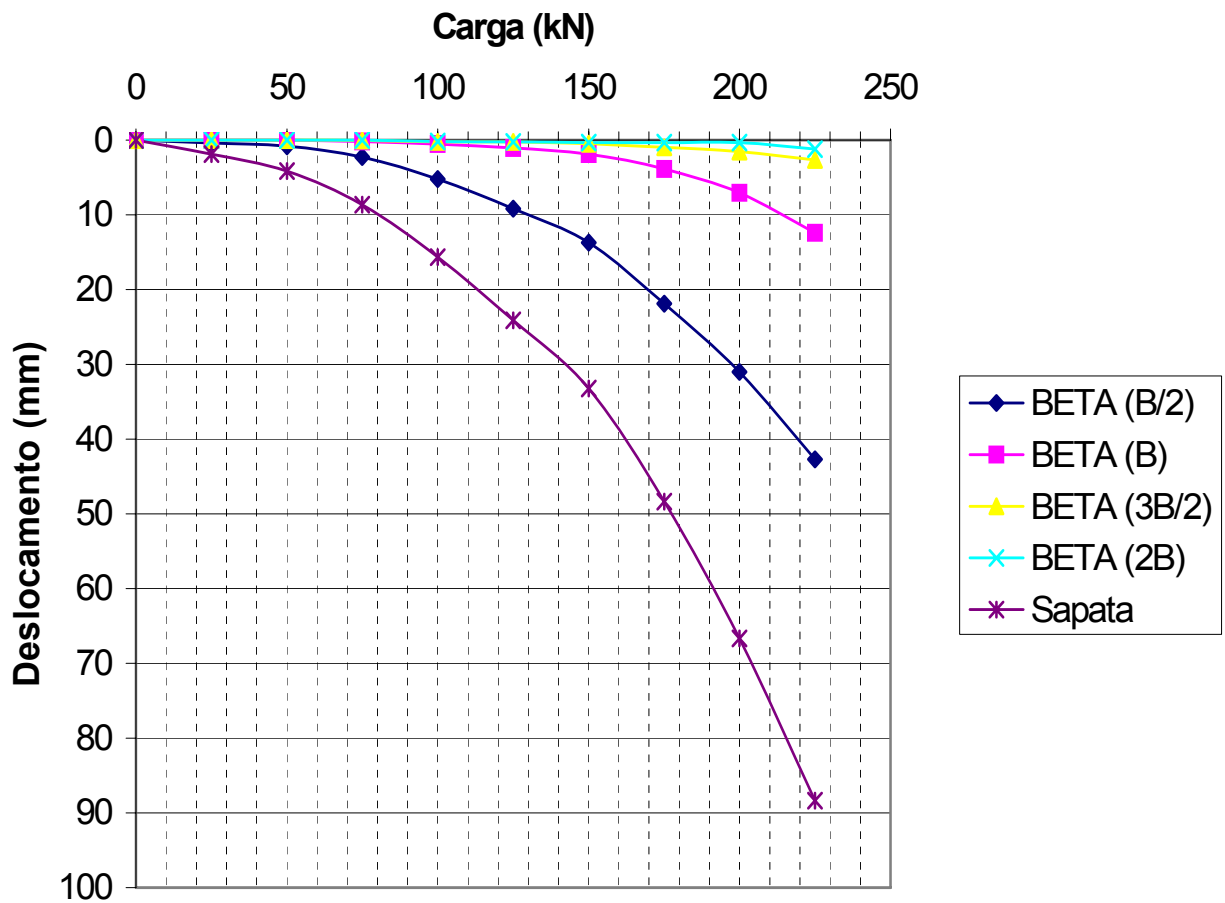


Figura 27 – Curva Carga X Deslocamento do conjunto

#### 4.2 – Estimativa da tensão de ruptura através de Métodos Teóricos

As tensões de ruptura do solo foram estimadas com base nos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) encontrados nos ensaios triaxiais e mostrados na Tabela 13, apesar de terem sido determinadas também por outros métodos. Tal decisão decorre do fato que a trajetória de tensões na prova de carga é semelhante a que ocorre no ensaio triaxial convencional.

#### 4.2.1 – Método de Terzaghi (1943)

Com base no comportamento do gráfico tensão x recalque e do gráfico exposto na Figura 1 (Capítulo 2), admitiu-se uma ruptura do tipo local para o solo pesquisado. Para esse tipo de ruptura, Terzaghi (1943), sugere uma redução nos parâmetros ângulo de atrito e coesão do solo. Assim sendo, estima-se a tensão de ruptura da seguinte forma:

$$\sigma_R = c^* \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q$$

Sendo:

$$c^* = (2/3)c$$

$$tg(\phi)^* = (2/3)tg(\phi)$$

Tabela 16 – Fatores de correção Terzaghi (1943)

Para, $\phi' = 14,35^\circ$ $c' = 43,46 \text{ KPa}$			Para sapata quadrada		
$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$
9,479	0,848	2,596	1,3	0,8	1,0

Fonte: Terzaghi (1943)

$$\sigma_R = 43,46 \cdot 9,479 \cdot 1,3 + \frac{1}{2} \cdot 16,44 \cdot 0,8 \cdot 0,848 \cdot 0,8 + 8,22 \cdot 2,596 \cdot 1,0 = 561,39 \text{ kPa}$$

$$Q_R = \sigma_R \cdot A = 561,39 \cdot 0,64 = 359,28 \text{ KN}$$

#### 4.2.2 – Método de Meyerhof (1951)

Admitindo-se que a formulação de Meyerhof (1951), é um aperfeiçoamento da teoria de Terzaghi, nesta pesquisa adotou-se também a redução dos parâmetros de coesão e do ângulo de atrito proposto por Terzaghi (1943).

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \quad \therefore q = \gamma \cdot D$$

Tabela 17 – Fatores de correção Meyerhof (1951)

Para, $\phi = 14,35^\circ, c = 43,46 \text{KPa}$								
$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$S_c$	$S_\gamma$	$S_q$	$d_c$	$d_\gamma$	$d_q$
10,55	0,9875	3,7	1,3318	1,1659	1,1659	1,203	1,10	1,10

Fonte: Meyerhof (1951)

$$\sigma_R = 781,92 \text{kPa}$$

$$Q_R = \sigma_R \cdot A = 781,92 \cdot 0,64 = 500,43 \text{KN}$$

### 4.3 – Estimativa da tensão de ruptura através de Métodos Semi-empíricos

Tais estimativas basearam-se em parâmetros de resistência obtidos no campo, através dos ensaios de SPT e PMT, especificados anteriormente. Dentre as formulações que a literatura apresenta buscou-se calcular as tensões através das propostas abaixo descritas.

Para as formulações referentes ao ensaio de SPT, utilizou-se o índice de resistência N médio compreendido ao longo da profundidade de atuação do bulbo de tensões da sapata igual 2B (Meyerhof, 1963). Esse critério de obtenção de dados também se aplica as formulações baseadas no ensaio PMT, onde a determinação dos parâmetros de resistência se deu da mesma forma.

#### 4.3.1 - Segundo ensaio SPT, método de Meyerhof (1963)

$$q_a = \frac{1}{30} \cdot N \cdot B \cdot \left( 1 + \frac{D_f}{B} \right) \quad \text{em MN}$$

$$q_a = \frac{1}{30} \cdot 10 \cdot 0,8 \cdot \left(1 + \frac{0,5}{0,8}\right) = 0,433MN$$

$$\sigma_R = \frac{q_a}{A} \cdot FS = \frac{0,433}{0,64} \cdot 2 = 1,35416MPa = 1354,16kPa$$

O fator de segurança para esse método foi obtido segundo critério da NBR-6122/96 (Item-7.3).

#### 4.3.2 - Segundo ensaio SPT, Teixeira & Godoy (1998)

$$\sigma_a = 20 \cdot \bar{N} = 20 \cdot 10 = 200kPa$$

$$\sigma_r = \sigma_a \cdot Fs = 200 \cdot 2 = 400kPa$$

$$Q_R = 256KN$$

O fator de segurança para esse método foi obtido segundo critério da NBR-6122/96 (Item-7.3), não inferior a 2.

#### 4.3.3 - Segundo ensaio PMT, Ménard (1963)

$$Pl_e = [(pl - p_0)_1 \times \dots \times (pl - p_0)_n]^{\frac{1}{n}} = [(360 - 10) \cdot (437 - 10) \cdot (383 - 12) \cdot (367 - 9)]^{1/4} = 375,35kPa$$

$$H_e = \frac{(pl - p_0)_1 \cdot Z_1 + \dots + (pl - p_0)_n \cdot Z_n}{Pl_e}$$

$$H_e = 0,6m$$

$$\sigma_R = 1,1 \cdot 375,35 + 8,22 = 421,105kPa$$

$$Q_R = 269,50KN$$

## 4.4 – Estimativa tensão de ruptura através da Prova de Carga

### 4.4.1- Método de Massad (1986)

Atentando ao disposto no inciso “d”, item 3 da NBR 6488/84 e não tendo atingido a ruptura do solo, necessitou-se das estimativas da carga de ruptura, determinando-se o seu valor pelos métodos abaixo.

Massad (1986), sugere que a carga de ruptura pode ser obtida na curva carga x recalque, considerando-se uma série de “n” valores de recalque igualmente espaçados ( $\rho_i = \rho_1 a \rho_n$ ), tal que:

$$\rho_n = n \cdot \Delta\rho$$

em que  $\Delta\rho$  é uma constante arbitrariamente adotada e, em seguida, encontra-se os correspondentes valores de carga ( $P_i$ ).

Com os valores de carga encontrados, representam-se pontos  $P_i$  versus  $P_{i+1}$  e, então, ajusta-se uma reta de equação:

$$P_{i+1} = \alpha + \beta \cdot P_i$$

cujo ponto de interseção com a reta a 45° define a carga de ruptura, conforme mostrado na Figura 28.

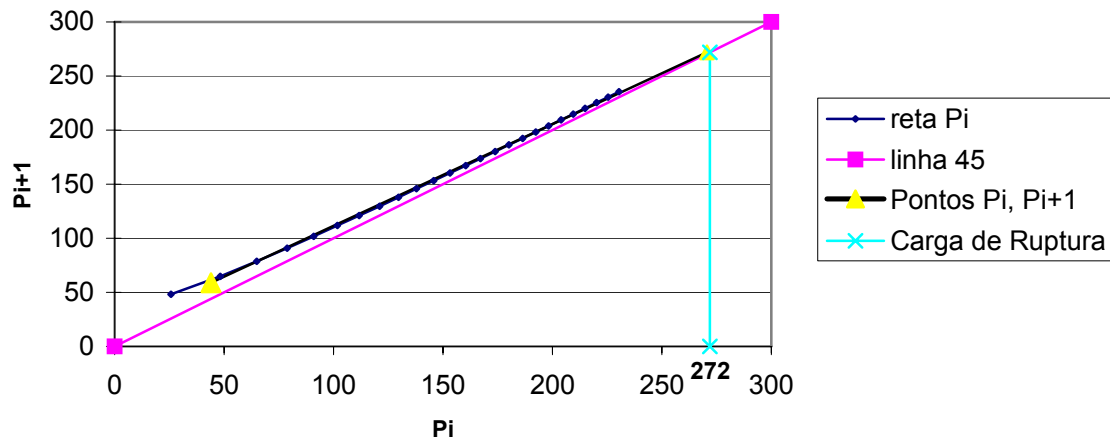


Figura 28 – Método de obtenção da tensão de ruptura segundo Massad (1986)

A carga de ruptura obtida através desse método foi de 272 kN, logo:

$$\sigma_R = \frac{272}{0,64} = 425 \text{ kPa}$$

#### 4.4.2 - Método de Função Hiperbólica (1986)

Uma outra proposta adaptada para o traçado da curva de campo é de aproximar a curva carga x recalque de uma função hiperbólica representada pela equação de uma hipérbole retangular (Kondner, 1963), dada por:

$$P = \frac{\beta \cdot s}{\frac{\alpha}{\beta} + \frac{s}{\beta}}; \text{ onde } a = \frac{\alpha}{\beta} \text{ e } b = \frac{1}{\beta}$$

A equação da hipérbole pode ser reescrita como:

$$\frac{s}{P} = a + bs$$

Onde

$P$  = carga

s= recalque

Representando-se graficamente alguns valores de recalque/tensão no eixo das ordenadas e os valores dos recalques no eixo das abscissas, obter-se-á uma distribuição de pontos que deverá se aproximar de uma reta. O coeficiente angular (b) desta reta será o inverso da tensão de ruptura teórica, ou seja  $\sigma_r = 1/b$ . Conforme apresentado na Figura 29.

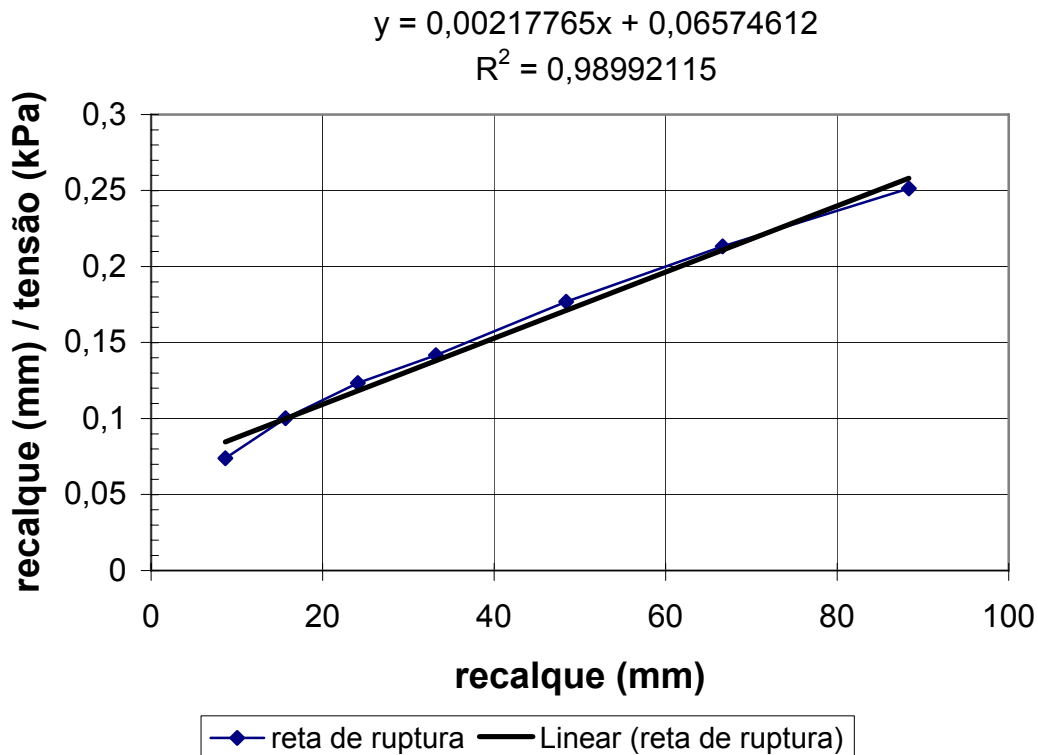


Figura 29 – Método de obtenção da tensão de ruptura teórica pelo método Hiperbólico

A tensão de ruptura obtida através desse método foi de 459,21 kPa (p/ área igual a 0,64m, tem-se  $Q_R = 293,89$  KN)

#### 4.4.3- Método de Décourt (1998)

Décourt (1998) propôs um novo método para extrapolação dos resultados da curva carga x recalque que se baseia em algumas constatações:

1. A ruptura física não ocorre na prática (salvo raras exceções).
2. Na prática defini-se um critério de ruptura, normalmente em função da deformação sofrida pela fundação. Esta deformação está sempre associada à dimensão da fundação e tal critério de ruptura é definido como ruptura convencional ( $Q_{uc}$ ).
3. A curva carga x recalque é aproximadamente linear em um gráfico log x log, para recalques normalizados iguais ou superiores a 1% de  $s/Beq$ .
4. A curva carga x recalque, embora aproximadamente linear em um gráfico log x log, irá sempre apresentar maior inflexão a medida que a carga máxima do ensaio mais se aproxima da carga de ruptura convencional. Por conseguinte, quanto maior a carga do ensaio, menor será a carga de ruptura extrapolada  $Q'_{uc}$ .

Essas observações sugeriram um processo de extrapolação que é tanto fisicamente quanto matematicamente correto.

O processo consiste em se obter diversos valores de  $Q'_{uc}$  em função da carga máxima do ensaio. O primeiro valor de  $Q'_{uc}$  é obtido utilizando-se todos os pontos da prova de carga (para  $s/Beq \geq 1\%$ ) (onde  $s$  é o recalque e  $Beq$  o lado de uma sapata quadrada equivalente a um sapata circular).

A seguir, elimina-se o último ponto da prova de carga e obtêm-se um novo valor de  $Q'_{uc}$ . Esse segundo valor é, tipicamente, superior ao primeiro. Prossegue-se com o método, eliminando-se mais um ponto da prova de carga, e assim por diante.

De posse desses resultados traça-se o chamado Gráfico de Correção. No eixo dos Y são colocados os valores de  $Q'_{uc}$  e no eixo dos X os valores máximos de carga que foram considerados.

No caso limite ter-se-a  $Q'_{uc} = Q_{uc} = Q_{Max}$

Essas considerações serviram de base para o método proposto.

Estabelece-se uma nova correlação log x log, agora entre  $Q_{uc}$  e  $Q_{max}$ .

Tem-se observado que as melhores correlações, ou seja, aquelas com maiores valores do coeficiente de correlação ( $R^2$ ), normalmente são obtidas com os últimos (3 a 5) pontos. Escolhida a melhor correlação (maior valor de  $R^2$ ), impõe-se a condição de  $Q_{uc} = Q_{Max}$  o que irá conduzir a  $Q_{uc}$ . No anexo C está apresentado a aplicação do método.

#### 4.5 – Análise das tensões de ruptura estimadas

Para uma melhor análise das tensões de ruptura estimadas nos métodos anteriores, procurou-se representá-las em conjunto com o gráfico da prova de carga, conforme mostra a Figura 30.

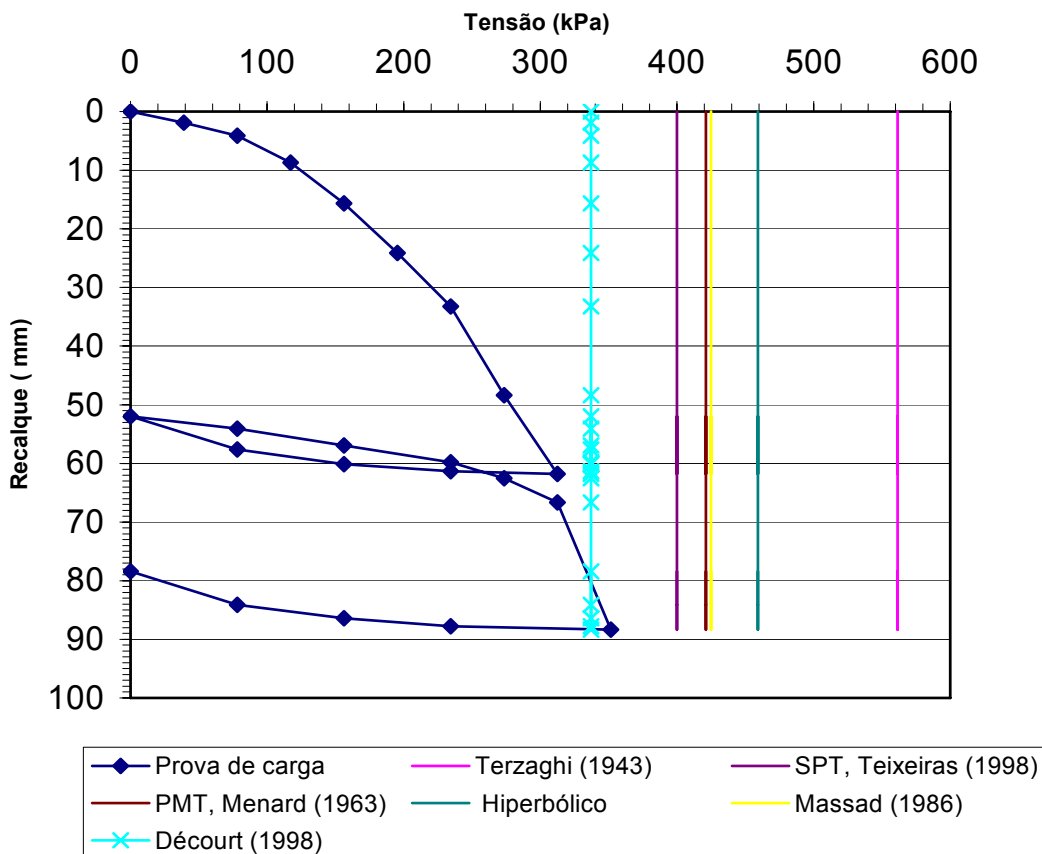


Figura 30 – Gráfico de análise das tensões de ruptura (calculadas, correlacionadas e extrapoladas)

Analisando-se os métodos de extrapolação analisados na tese o que mais se aproximou do comportamento assintótico da curva de Tensão X Recalque foi o método proposto por Décourt (1998), conforme mostrado na Figura 30. Assim, este método foi escolhido como referencial para representar a tensão real de ruptura do campo. Já o modelo Hiperbólico pode ser visto como muito distante da curva tensão X deslocamento, distanciando-se tanto dos resultados obtidos através dos ensaios de campo, quanto do método escolhido como referencial de análise.

No caso estudado, a tensão de ruptura obtida através de método proposto por Teixeira & Godoy (1998), com base no índice do SPT, mostrou-se menos representativa do que o método proposto por Ménard (1963), baseado nos parâmetros de resistência obtidos através do ensaio PMT de pré-furo.

Ressalta-se que os métodos propostos por Meyerhof (1951, 1963), mostram-se muito distantes com valores excessivamente altos de tensões de rupturas teóricas calculadas. Conseqüentemente desprezaram-se tais valores para a referida análise. Os resultados das tensões de ruptura são mostrados numericamente, em ordem decrescente em relação à aproximação do valor referencial, na Tabela 18.

Tabela 18 – Tensões de ruptura calculadas

<b>Tensões de Ruptura calculadas</b>	
Métodos	Tensão de ruptura (kPa)
SPT – Meyerhof (1963)	1354,16
Meyerhof (1951)	781,92
Terzaghi (1943)	561,19
Massad (1986)	425
<b>Décourt (1998)</b>	<b>337,14</b>
PMT – Ménard (1963)	421,105
SPT - Teixeira & Godoy (1998)	400
<b>Hiperbólico</b>	<b>459,21</b>

Relacionando-se os valores de tensão de ruptura encontrados nessa pesquisa com os expostos na Revisão de Literatura, nota-se uma disparidade no

Método proposto por Meyerhof (1951, 1963), já que, Briaud (1997) encontrou valores satisfatórios para esse método. Tal disparidade pode estar fundamentada na diferença entre o solo (heterogêneo) do presente trabalho e o solo da realização dos ensaios de Briaud (homogêneo). Confirma-se essa hipótese através de uma comparação dos valores encontrados por Lopes (1997), que realizou seu trabalho em um solo de natureza parecida.

Soares (2003) obteve resultados relacionados ao ensaio de PMT mais satisfatórios que os obtidos com o ensaio SPT, ou seja, condizente com os resultados encontrados nesta pesquisa.

#### **4.6 – Estimativa dos recalques**

Também foram estimados os recalques da sapata na prova de carga à partir dos parâmetros encontrados nos ensaios de laboratório e de campo. Os métodos escolhidos para tais objetivos citados a seguir.

Para os cálculos dos recalques, os acréscimos de tensões ao longo da profundidade foram estimados segundo método proposto por Fadum (1948).

Essas tensões são calculadas a partir de equações da Teoria da Elasticidade, nas quais a hipótese fundamental é a existência de uma relação constante entre as tensões e as deformações decorrentes.

Apesar de reconhecidas as limitações da Teoria da Elasticidade, a solução apresentada tem sido empregada mesmo para solos não homogêneos. A justificativa para isto é o fato das análises com este procedimento conduzirem a soluções bem sucedidas e comprovadas, com razoável aproximação, pelo acompanhamento das obras Pinto (2000).

As distribuições de tensão ao longo da profundidade são mostradas na Figura 31.

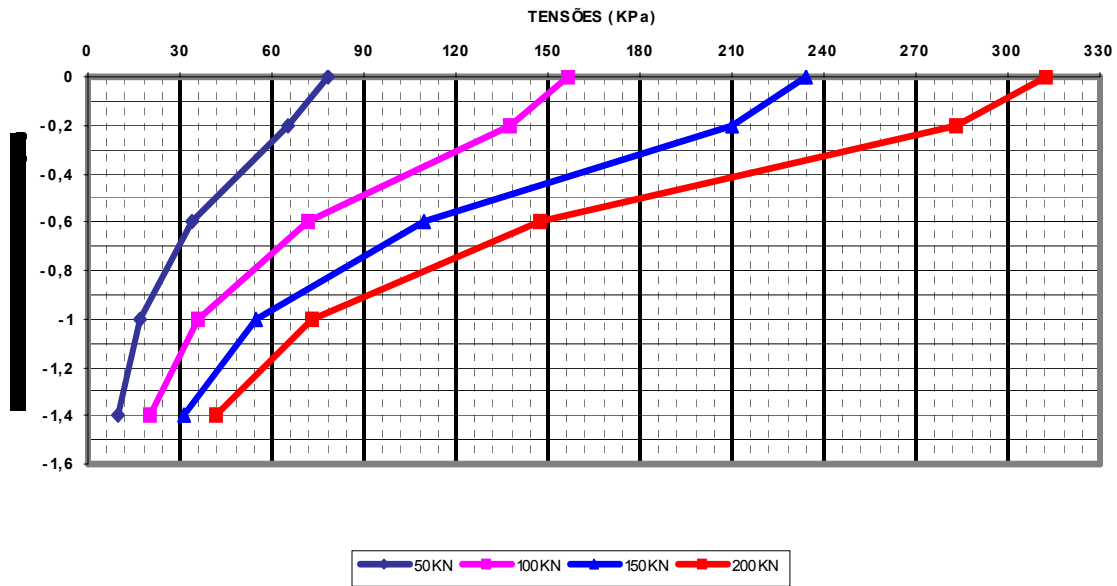


Figura 31 – Distribuição de tensões ao longo da profundidade do solo, de acordo com o método de Fadum (1948)

#### 4.6.1 – A partir dos parâmetros do SPT, segundo a Lei de Hooke

Essa análise foi feita com base nos parâmetros encontrados no ensaio de SPT, que mostrou uma camada de 0,40 a 3,35m de argila arenosa com mica cor marrom. O bulbo de pressões da sapata, engloba a espessura dessa camada.

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{E_i} \cdot \Delta L_i$$

$$E = 293(N + 5)$$

$$E = 293(10 + 5) = 4395 \text{ kPa}$$

$$S = \frac{\Delta q}{4395} * 2,95 * 1000 = \Delta q * 0,67121 \text{ mm}$$

#### 4.6.2 – Com os parâmetros do SPT, segundo Schmertmann (1970, 1978)

O método de Schmertmann et al. (1970, 1978), é recomendado para solos arenosos. Devido ao fato da curva granulométrica do solo estudado ter uma parcela considerável de areia, apesar de não ser a maior porcentagem, resolveu-se usar esse método para tal estimativa. Entretanto, o referido autor recomenda o uso de um Módulo de Elasticidade obtido através de  $q_c$  (resistência de ponta do ensaio CPT). Logo resolveu-se estimar o parâmetro “E” segundo Mitchell e Gardner (1975) para solos argiloso de modo a reduzir este valor e verificar o desempenho do mesmo para este caso.

$$E = 293(N + 5) = 4395 \text{ kPa}$$

O coeficiente  $c_2$  representa o recalque secundário, ou seja, o recalque com relação ao tempo. Como o interesse da pesquisa é saber o recalque em um curto período de tempo, toma-se o mesmo igual a 1. A Tabela 19 mostra os valores dos recalques em função da carga.

Tabela 19 – Valores de recalque em função da carga, segundo Schmertmann (1970, 1978)

C2	C1	lzp	lz1	lz2	lz3	lz4	S (mm)
1	0,894784	0,717994	0,411	0,6	0,36	0,123	0,111649* $\Delta q$
1	0,947392	0,80829	0,45	0,67	0,41	0,132	0,131924* $\Delta q$
1	0,964928	0,877576	0,49	0,73	0,434	0,145	0,145255* $\Delta q$
1	0,973696	0,935988	0,51	0,77	0,46	0,16	0,154196* $\Delta q$
1	0,978957	0,987449	0,54	0,82	0,48	0,162	0,163939* $\Delta q$
1	0,982464	1,033974	0,57	0,86	0,52	0,17	0,174362* $\Delta q$
1	0,984969	1,076757	0,59	0,9	0,54	0,18	0,181978* $\Delta q$
1	0,986848	1,11658	0,6	0,93	0,56	0,19	0,187714* $\Delta q$
1	0,988309	1,153981	0,62	0,96	0,58	0,2	0,194289* $\Delta q$

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{i=1}^n \left( \frac{I_z}{E} \right) \cdot \Delta Z_i$$

#### 4.6.3 – Com os parâmetros do PMT, segundo Ménard e Rosseau (1962)

Como o solo mostrou-se heterogêneo, para este caso o recalque da sapata foi estimado segundo a equação (55). Logo o cálculo para ( $E_d$ ), dar-se-á da seguinte forma:

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{3,2} \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} \right]$$

Onde:

$$E_1 = 2664,98 \text{ kPa}$$

$$E_2 = 4424,88 \text{ kPa}$$

$$\frac{3}{E_{3/4/5}} = \frac{1}{3191,69} + \frac{1}{3522,67} + \frac{1}{2952,87} = 3205,667 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{3,2} \left[ \frac{1}{2664,98} + \frac{1}{0,85 \cdot 4424,88} + \frac{1}{3205,667} \right] = 3357,60 \text{ kPa}$$

Sendo,  $B_0 = 0,60\text{m}$ ;  $B = 0,8$ ;  $\lambda_c = 1,1$ ;  $\lambda_d = 1,12$ ;  $\alpha = 0,5$ .

$$S = \frac{2q \cdot 60}{9 \cdot 3357,667} \cdot \left( \frac{1,12 \cdot 80}{60} \right)^{0,5} + \frac{0,5 \cdot (q \cdot 1,1 \cdot 80)}{9 \cdot 2664,98} = 0,066871 \cdot q$$

#### 4.7 – Análise dos recalques

Para uma melhor análise dos valores dos recalques determinados nos métodos anteriores, procurou-se representa-los em conjunto com o gráfico da prova de carga no seu trecho elástico. Conforme mostra a Figura 32.

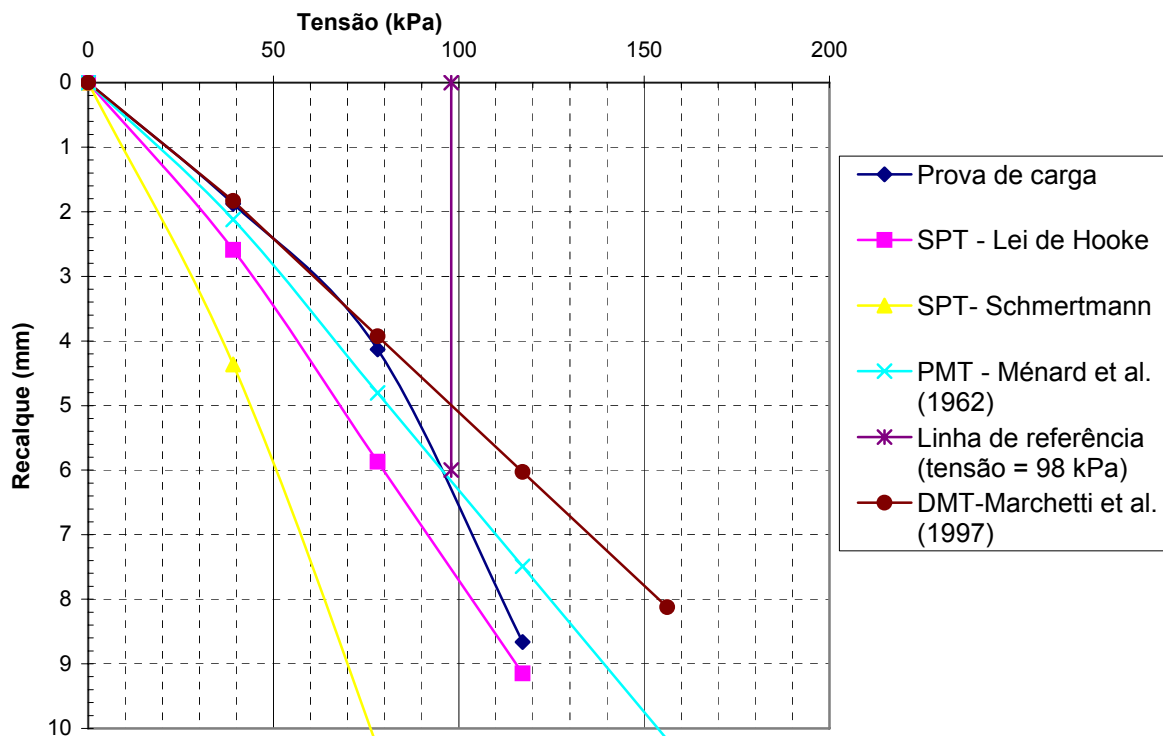


Figura 32 – Gráfico de análise dos recalques

Para se analisar os recalques estimados com os alcançados na prova de carga, resolveu-se comparar o recalque equivalente a tensão de trabalho (98 kPa), sendo esta a metade da tensão equivalente a 25mm de recalque da sapata (196 kPa), conforme mostrado na Tabela 20, Hachich et al (1998).

Tabela 20- Recalques obtidos na Tensão de Trabalho

Recalques obtidos na Tensão de Trabalho (98 kPa)		
Métodos	Recalque (mm)	erro. %
PMT - Ménard et al (1962)	6,15	-3,90625
SPT - Lei de Hooke	7,5	17,1875
SPT - Schmertmann et al (1970, 1978)	13,7	114,0625
DMT - Marchetti et al (1997)	5	-21,875
<b>Prova de carga</b>	<b>6,4</b>	<b>0</b>

Lopes (1997), relata que diversos autores consideram o método de Schmertmann (1970, 1978) um dos mais confiáveis, para este tipo de cálculo, apesar de ser na maioria das vezes, direcionado para recalques em areias. O mesmo foi usado para o solo desta pesquisa, pois a sua curva granulométrica forneceu uma parcela não predominante de areia. Entretanto, tal valor de recalque ficou muito distante do valor encontrado na prova de carga, atribuindo-se ao fato a discrepância no tipo de solo.

Por outro lado, Briaud (1997) encontrou grande disparidade nos valores da tensão equivalente para que aconteça um recalque de 25mm, no Método de Schmertmann (1970. 1978), ou seja, resultado coerente com o encontrado na pesquisa.

Dentre os métodos estudados, o que mais se aproximou do recalque para a tensão de trabalho foi o PMT-Ménard et al. (1962) e DMT-Marchetti et al. (1997). Esse resultado é confirmado por Soares (2003). Nota-se também que a disposição dos recalques obtidos através das correlações com o DMT-Marchetti et al. (1997) representaram perfeitamente o trecho elástico da curva de tensão x recalque da sapata, mostrando a relevância do método na previsão dos recalques.

#### **4.8 – Análise dos deslocamentos obtidos nos dispositivos "BETA"**

Tal análise foi efetuada com base na carga total do ensaio, nos deslocamentos totais expressos em porcentagem e na profundidade de locação de cada medidor "BETA". A Figura 33 mostra o resultado dos deslocamentos.

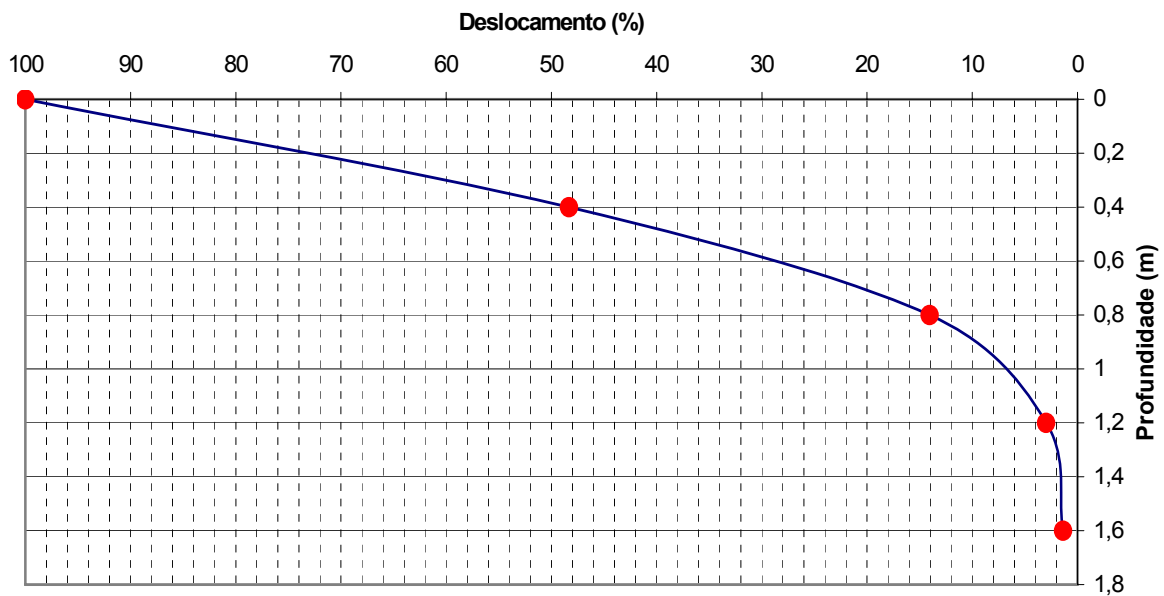


Figura 33 – Gráfico de análise dos deslocamentos

Analisando-se o gráfico acima, conclui-se que:

- até a profundidade igual a  $B/2$ , aconteceram 51,68% dos recalques;
- até a profundidade igual a  $B$ , aconteceram 85,93% dos recalques;
- até a profundidade igual a  $3B/2$ , aconteceram 97% dos recalques;
- até a profundidade igual a  $2B$ , aconteceram 98,61% dos recalques.

Tais dados podem corroborar os dados obtidos por Briaud (1997), onde concluiu-se que a maior porcentagem dos recalques (78%) estão concentrados a uma profundidade igual a  $B$  (dimensão característica da sapata) e 97% dos mesmos aconteceram até uma profundidade igual a  $2B$ . Tais valores ressaltam uma relevante coerência com os resultados encontrados nesta pesquisa.

## 4.9 – Análise e comparação dos módulos de deformabilidade

Foram estimados os módulos de deformabilidade para as seguintes condições:

- nas profundidades, B/2, B, 3B/2 e 2B, diante dos respectivos estágios de carga: 50KN, 100KN, 150KN, 200KN.
- Segundo ensaios, DMT-E<sub>D</sub>, PMT-E<sub>m</sub> e SPT-E, metodologias estas já mostradas no capítulo 2 – Revisão de Literatura.

### 4.9.1 – Metodologia de obtenção dos módulos de deformabilidade nos estágios de carga, 50KN, 100KN, 150KN e 200KN

Tais módulos foram obtidos através da razão entre tensão desviadora de campo/deformação, nas respectivas profundidades, B/2, B, 3B/2 e 2B para os seguintes estágios de carga, 50KN, 100KN, 150KN e 200KN. A deformação foi calculada a partir dos deslocamentos dos dispositivos “BETA”. E a tensão desviadora de campo ( $\sigma_{dc}$ ) calculada segundo a seguinte equação:

$$\sigma_{dc} = \Delta\sigma - (\sigma_{0v} \cdot K_0)$$

Onde:

$\Delta\sigma$  = acréscimo de tensão vertical, obtido através do cálculo de distribuição de tensão segundo Fadum (1948);

$\sigma_{0v}$  = tensão vertical geostática;

$K_{0oc}$  = coeficiente de empuxo no repouso, segundo Kulhawy e Mayne (1990);

$$K_{0oc} = (1 - \text{sen } \varphi) \cdot OCR^{\text{sen } \varphi};$$

$\varphi$  = ângulo de atrito do solo.

Os dados referentes a essa estimativa estão plotados em conjunto com os demais valores de Módulos Elásticos na Figura 38.

Os gráficos tensão desviadora de campo X deformação são apresentados no Anexo B.

#### 4.9.2 – Metodologia de estimativa dos Módulos de Elasticidades Iniciais de campo, segundo K e n de campo

O modelo de comportamento dos solos pode ser expresso pela proposta de Kondner (1963), apresentado no item 4.1.3.

Este modelo descreve a relação tensão x deformação a partir da equação de uma hipérbole retangular no sistema bidimensional tensão ( $\sigma$ ) e deformação ( $\varepsilon$ ). No caso presente a tensão é a tensão desviadora e as deformações, as axiais, conforme mostrado nas Figura 34 e 35. Os resultados encontrados de “Ei” nas referidas profundidades são apresentados na tabela 21.

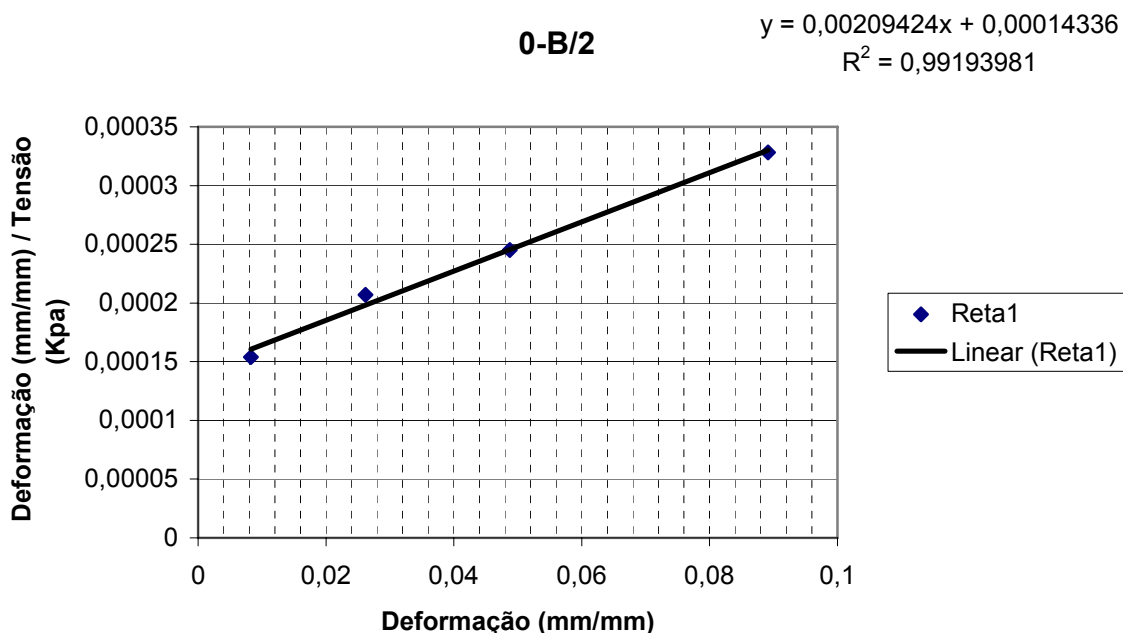


Figura 34 – Gráfico Tensão desviadora de campo x Deformação / Deformação

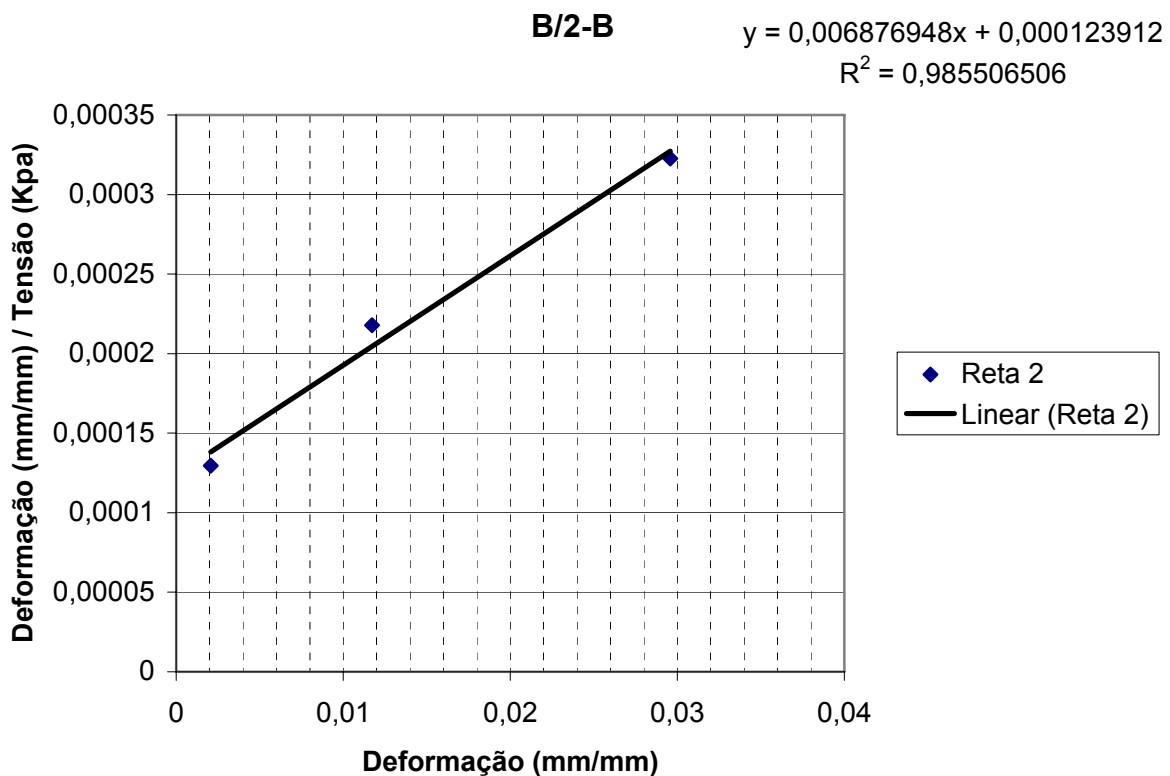


Figura 35 – Gráfico Tensão desviadora de campo/ Deformação x Deformação

Tabela 21 – Resultados encontrados de “Ei” nas referidas profundidades

Profund.	Equação da reta	Valor da const. “a”	Ei = 1/a (kPa)
0 - B/2	$y = 0,00209424x + 0,00014336$	0,00014336	6975,446
B/2 - B	$y = 0,006876948x + 0,000123912$	0,000123912	8070,2433

Com os valores de Ei e os valores da tensão geostática horizontal “ $\sigma_{0h}$ ”, representou-se graficamente os valores  $\text{Log}(\sigma_{0h}/pa) \times \text{Log}(Ei/pa)$ , com intuito de definir os coeficientes, angular “n” e da constante “a1”, que regem a reta derivada do gráfico, conforme mostrado na Figura 36.

$$y = 0,3225x + 2,1484$$

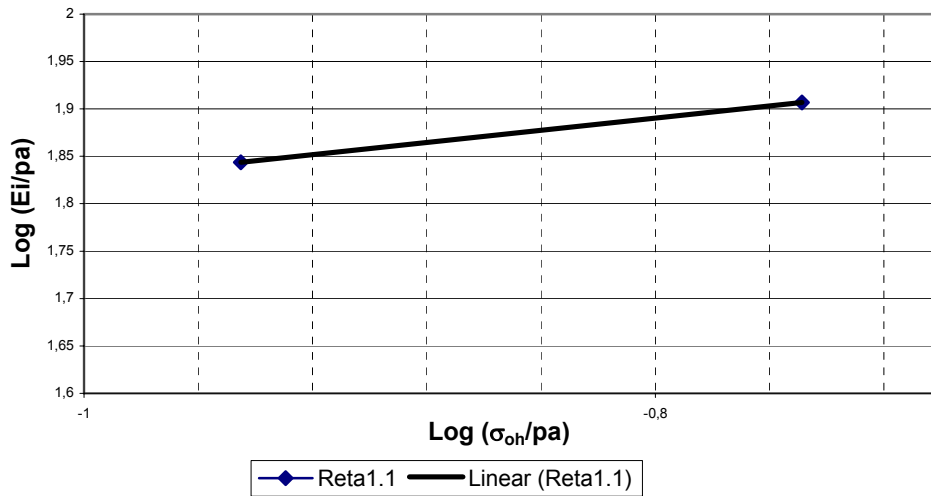


Figura 36 - Gráfico para obtenção dos coeficientes “a1” e “n”

Segundo Janbu (1963), o valor de  $Ei$  pode ser estimado através da equação:

$$Ei = K \cdot pa \cdot \left( \frac{\sigma_3}{pa} \right)^n$$

onde:

$K = 10^{a1}$ , sendo “a1” a constante da reta acima descrita;

$pa$  = pressão atmosférica (1 Kgf/cm<sup>2</sup>);

$\sigma_{oh}$  = tensão de confinamento ou tensão geostática horizontal;

$n$  = coeficiente angular da reta acima descrita

Essa metodologia de estimativa dos coeficientes “K” e “n”, foi aplicada para os ensaios triaxiais, que através deste estimou-se módulos de elasticidade de campo com fatores “K” e “n”, para comparação com os demais módulos estimados. O gráfico  $\text{Log} (\sigma_{oh}/pa) \times \text{Log} (Ei/pa)$  é apresentado na Figura 37.

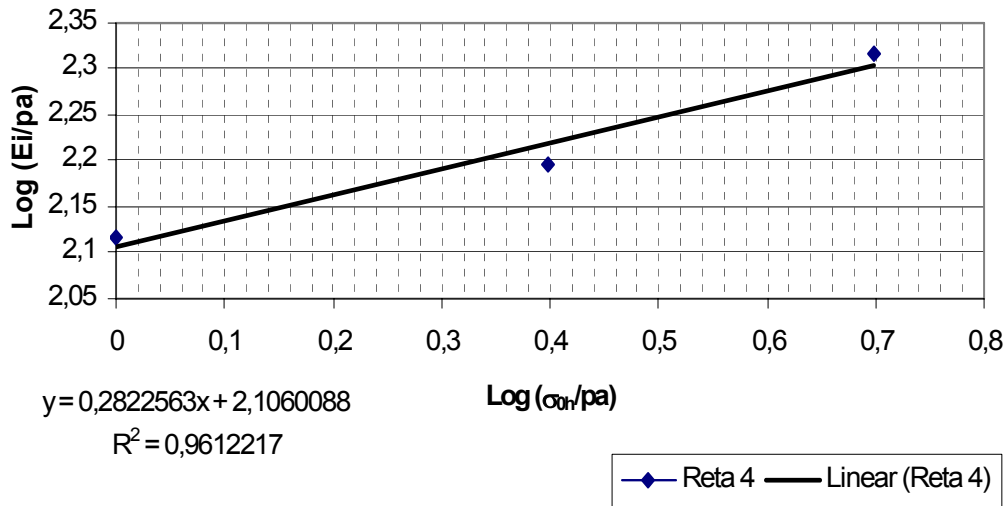


Figura 37 – Reta para obtenção dos coeficientes “K” e “n” triaxial

Assim sendo, na Figura 38, para uma melhor análise, são mostrados em conjunto todos os módulos de elasticidade estimados.

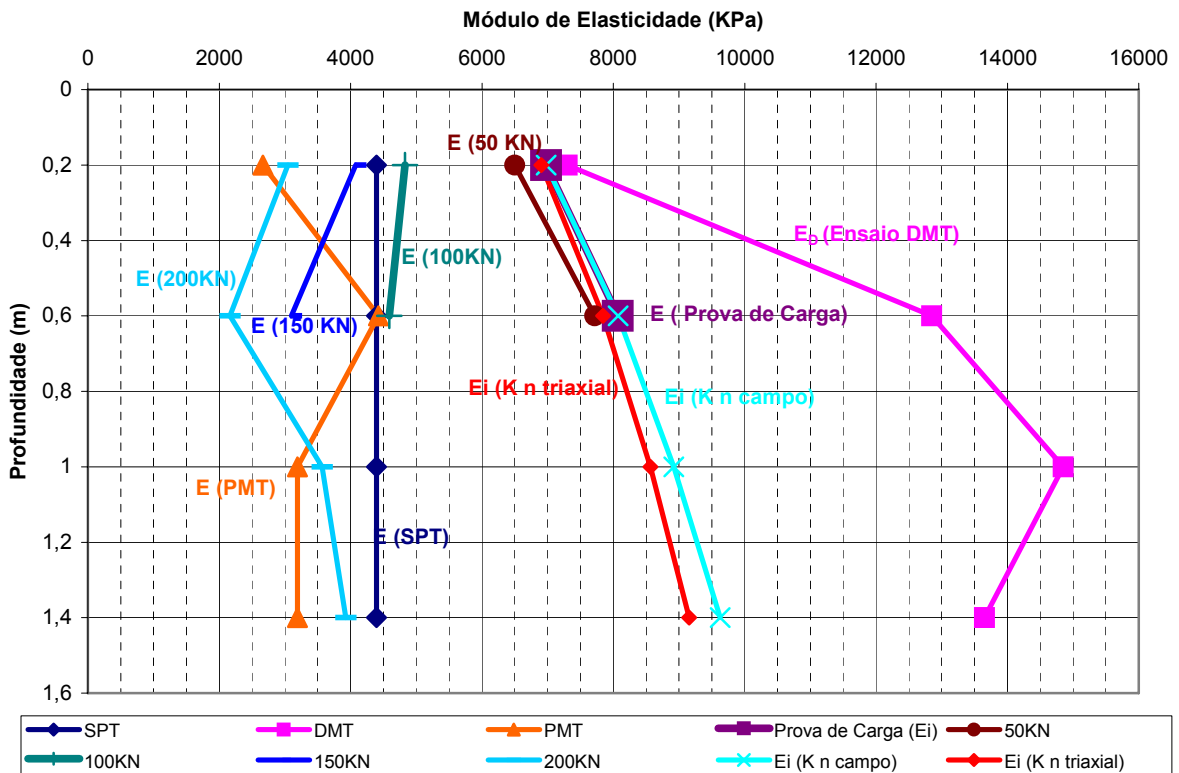


Figura 38 – Sobreposição gráfica dos módulos de elasticidade

Nota-se que há uma diferença muito pequena entre os módulos  $E_i$  (K, n, via triaxial) e  $E_i$  (K, n, via prova de carga), o que comprova uma excelente precisão e representatividade do ensaio triaxial. Para o trecho elástico da curva carga X recalque, o valor “ $E_D$ ” do ensaio DMT, mostrou inicialmente uma representação satisfatória dos módulos de deformabilidade de campo, o que comprova a relevância deste ensaio para tal propósito. Para tensões maiores, ou seja, fora do trecho elástico, tais estimativas mostraram-se pouco representativas.

Todavia, as correlações com os ensaios SPT e PMT mostraram-se compatíveis com os resultados obtidos através dos dados de campo nessas altas tensões.

Os Engenheiros Geotécnicos trabalham, na maioria das vezes, com tensões na fase elástica de deformação do solo, por isso, atribui-se uma maior importância às estimativas compreendidas no trecho elástico.

## 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Na presente pesquisa, procurou-se estudar o comportamento de uma prova de carga direta instrumentada, numa sapata rígida de concreto armado, quadrada, de lado igual a 0,80m, assente a uma profundidade de 0,50m. Os resultados da prova de carga instrumentada foram interpretados quanto à capacidade de carga e à deformação com base nos ensaios de determinação do índice resistência a penetração SPT, pressiômetro de Ménard, DMT de Marchetti e de laboratório, incluindo os dados relativos à instrumentação.

Para a instrumentação foram usados dispositivos medidores de deslocamento, denominados dispositivos “BETA”, locados nas profundidades 0,5B, 1B, 1,5B, 2B, com a finalidade de se analisar os deslocamentos ao longo do bulbo de tensão.

O ensaio de prova de carga apresentou para um recalque de 6,4mm, uma tensão de trabalho de 98 kPa. Em relação a deformabilidade do solo – análise dos dispositivos “BETA”, os deslocamentos foram compatíveis com a teoria de atuação do bulbo compreendida em 2B.

- As comparações com as tensões de ruptura calculadas resultaram nas seguintes conclusões:

- O modelo Hiperbólico mostrou-se pouco apropriado para base de comparação nessa pesquisa.

A tensão de ruptura obtida através de método proposto por Teixeira & Godoy (1998), com base no  $N_{SPT}$ , mostrou-se menos representativa do que o método proposto por Ménard (1963), baseado nos parâmetros de resistência obtidos através do ensaio PMT de pré-furo.

- Os métodos propostos por Meyerhof (1951, 1963), mostram-se muito conservadores.

Na comparação dos recalques, avaliaram-se os mesmos à partir da estimativa da tensão de trabalho mostrado na tabela 20, sendo assim conclui-se:

- O método de Marchetti et al. (1997) baseado nos parâmetros do ensaio DMT e o método de Ménard (1962) baseado nos parâmetros do ensaio PMT, mostram-se bastante satisfatórios, para tal propósito;

- O comportamento da curva carga x recalques obtidos no método de Marchetti et al. (1997), representou com grande precisão o trecho elástico da curva carga x recalque da prova de carga da sapata;

Os dispositivos “BETA” mostraram os seguintes resultados:

- profundidade igual a B/2, aconteceram 51,68% dos recalques;
- profundidade igual a B, aconteceram 85,93% dos recalques;
- profundidade igual a 3B/2, aconteceram 97% dos recalques;
- profundidade igual a 2B, aconteceram 98,61% dos recalques.

Os valores acima determinados confirmam a teoria que a maior porcentagem dos deslocamentos acontece até uma profundidade igual a 2B.

Nota-se que há uma diferença muito pequena entre os módulos  $E_i$  (K, n, via triaxial) e  $E_i$  (K, n, via prova de carga), o que comprova uma excelente precisão e representatividade do ensaio triaxial.

A análise dos módulos de deformabilidade estimados mostrou que o ensaio DMT ( $E_D$ ) representa satisfatoriamente os Módulos de Deformabilidade de campo, o que comprova a relevância deste ensaio para tal propósito. Isto está justificado pela pequena deformação obtida pela membrana da lâmina do DMT (deformação elástica do solo). Porém, para um estado elevado de tensões, ou seja, fora do trecho elástico, tais estimativas mostraram-se pouco representativas e irrelevantes. Todavia, as correlações com os ensaios SPT e PMT mostraram-se compatíveis com os resultados obtidos através dos dados de campo nessas altas tensões. Entretanto, grande parte dos engenheiros geotécnicos trabalha, na maioria das vezes, com tensões na fase elástica de deformação do solo, por isso, atribui-se uma maior importância nas estimativas compreendidas no trecho elástico.

Para uma melhor obtenção dos dados sugere-se o uso de medidores de deslocamentos do tipo eletrônicos para aquisição de dados, o que aumentaria a precisão das medições de recalque.

Afim de determinar com maior precisão os deslocamentos dos dispositivos “BETA”, sugere-se que se aumente a rigidez do braço de suporte dos extensômetros.

Fica a sugestão de que num próximo trabalho envolvendo a prova de carga instrumentada realizada se façam análises por meio de Métodos de Elementos Finitos, tanto para a capacidade de carga quanto para a previsão de recalques.

Recomenda-se a continuação dos estudos iniciados por este trabalho através da execução de provas de carga em elementos de fundação com dimensões diferentes da sapata utilizada, com finalidade de comparar resultados encontrados neste trabalho.

Sugere-se também uma mudança na forma de travamento dos dispositivos “BETA”, tendo como forma diferente da helicoidal, usada neste trabalho, o que diminuiria a área de contato com o solo, aumentando assim a precisão do equipamento.

## 6 - Referências Bibliográficas

AGNELLI, N., ALBIERO, J. H.; **Efeito da colapsividade no resultado de provas de cargas diretas.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10, Foz do Iguaçu, PR. Anais... Foz do Iguaçu, PR: (s.n.), v.1, p.167-174.

ALONSO, U.R. 1991. **Previsão e Controle das Fundações.** São Paulo: Edgar Blucher Ltda.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL – ASTM D4719 (1987). Standard test method for pressumeter testing in soils. Philadelphia, 14p.

ARAÚJO, S. M. 2001; **O Ensaio Pressiométrico de Ménard e sua Utilização na Estimativa da Capacidade de Carga e Recalque de Fundações Assentes em Solo Residual de Gnaise.**Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6122/96;** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6457;** Amostra de solos – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986a. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6484;** Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 12p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6489;** Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 1984b. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 6507;** grãos de solos que passa na peneira de 4.8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 7250**; Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982a. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 7181**; Análise granulométrica dos solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1984e. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 9604**; Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retiradas de amostra indeformadas e deformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986a. 8p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **ABNT – NBR 1207**; Ensaio oedométrico. Rio de Janeiro: ABNT, 1990. 8p

BALDI, R., BELLOTTI, R., GHIONNA, V. N., JAMIOLKOWISKI, M., LO PRESTI, D. C. F., 1986; **Modulus of sand from CPT's and DMT's**, Proceedings, 12<sup>th</sup> ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 1, pp. 165-170.

BALLA, A., 1962; **Bearing capacity of foundations**. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, S.L., v. 88, n-SM, p. 13-44.

BALLOUZ, M., MAXWELL, J., BRIAUD, J.L., 1995, **WAS test on Five Full Scale Footings in Sand**, Report to the Federal Highway Administration, Dept. of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas USA, 23 pp.

BANGUELIN, F., et. al., 1978; **The Pressuremeter and Foundation Engineering**. Trans Tech Publications S.A., 617

BARATA, F. E. 1962; Tentativa de racionalização do problema da taxa admissível de fundações diretas. Rio de Janeiro, RJ: ENEJ, Universidade do Brasil, 169p. Tese (Livre Docência) – Escola Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil.

BARATA, F. E., 1986; **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura**; Rio de Janeiro, RJ: 178p. Tese (Livre Docência) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

BELLOTTI, R., GHIONNA, V. N., JAMIOLKOWISKI, M., LANCELLOTTA, R., ROBERTSON, P. K., 1989; **Shear strength of sand from SPT**, Proceeding, 12<sup>th</sup> ICSMFE, Rio de Janeiro, v. 1, pp. 179-184.

BEZERRA, J.E.& CUNHA, R.P. (2002). **Avaliação de Métodos Simplificados de Previsão do Comportamento de Grupos de Estacas**. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP, v 3, p. 1333-1344.

BISHOP, A. W. 1966. **The strength of Soils as Engineering Material**. Geotechnique, Vol. XVI, pp 91-103.

BISHOP, A.W. Henkel, D.J. 1962. **The Triaxial Test**. London. Eduard Arnold Ltda.

BOWLES, J. E., 1988; **Foundation, analysis and desing**. 4. ed. Singapore: McGraw-Hill Book. 1216p.

BRANDÃO, C. I. 1993. **Fundamentos para o Cálculo em Concreto Armado**. Belém-PA: Edições Cejup.

BRIAUD, J.L., 1992. **The Pressuremeter**, A.A. Balkema, Brookfield, Vermont, USA, 322 pp.

BRIAUD, J.L., MIRAN, J., 1992.; **The flat dilatometer test**. Washington, D.C.: U. S. Department of Transportation, Federal Highmay Administration. 102p. ( Report n. FHWA-AS-91-044).

BRIAUD, J. L. 1993. **Spread Footing Desingn and Performance**, Contribution to a Short Course at the Occasion of the 10<sup>th</sup> Annual International Bridge Conference, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas. USA, 28pp.

BRIAUD, J. L. 1999. **Behavior of five large spread footings in sand**. Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas.

BRIAUD, J. L., GARLAND, E., 1985; **Loading Rate Mathod for Pile Response in Clay**, Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n-3, pp. 319-335, ASCE, New York, USA.

BRIAUD, J. L., GIBBENS, R.M., 1994, **Test and Prediction Results for Five Large Spread Footings on Sand**, FHWA Prediction Symposium, ASCE Special Publication No. 41, pp. 92-128, New York, USA.

BRIAUD, J. L., GIBBENS, R.M., 1997, **Large Scale Load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand**, Federal Highway Administration, Publication n-FHWA-RD-97-068, Washington, DC, USA, pp.217.

BRIAUD, J. L., JEANJEAN, Ph., 1994, **Load-Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand**, " Settlement `94 Specialty Conference, ASCE Special Publication n-40, v. 2, p.1774-1804, ASCE, New York, USA.

BRIAUD, J. L., LEPERT, Ph., 1990, **WAS Test to Find Spread Footing Stiffness**, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, Number 3, p. 415-431, ASCE, New York, USA.

BUENO, B. S., 1985; **Capacidade de Carga de Fundações Rasas**; Viçosa, MG: UFV; Imprensa universitária, 74p (Apostila 204).

BULAND, J.B.; BROMS, B.B. & DE MELO, V.F.B. (1977). **Behavior of Foundation and Structures**. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, v 2, p 495-546.

CAMPANELLA, R. G., ROBERTSON, P. K., GILLESPIE, D. G., GREIG, J., 1985; **Recent developments in-situ testing of soils**. Proc., XI ICSMFE, San Francisco, v.2, pp. 849-854.

CAMPOS, T. M. P., 1980; **Ensaio de laboratório e provas de cargas superficiais instrumentadas no solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC/RJ**. Rio de Janeiro, RJ:215p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

CAPUTO, H. P. 1979. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.

CINTRA, j. C. A, ALBIERO, J. H., 1984; **Capacidade de Carga e Recalques de Fundações Diretas**. São Carlos, SP: EESC, USP. 29p. (Publicação 028/95).

CLARKE, B. G. 1995; **Pressuremeters in Geotechnical Design**. Blackie Academic & Professional, 364p.

COSTA, F.V. (1956). **Estacas para Fundações**. Livraria Luso-Espanhola e Brasileira.

CUDMANI, R. O., 1994; **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos parcialmente saturados através de ensaios de placa**. Porto Alegre, R.S.: UFRGS, 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CUNHA, R.P.; POULOS, H.G. & SMALL, J. C (2000). **Parametric Analysis of a Piled Raft Case History in Uppsala**, Sweden. 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, v 2, p 380-387.

DE BEER, E. E. 1970; **Experimental determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand**. Geotechnique, London, v. 20, n-4, p.387-411.

DÉCOURT, L., 1989 **The standart penetration test – state of the art report**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro. Proceedings... Rio de Janeiro: S.N., v.4, p.2405-2416.

DÉCOURT, L., 1995; **Prediction of Load Settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT-T**. Ciclo de Conferências Internacionais Leonardo Zeevaert, pp. 87-104, México.

DÉCOURT, L., 1996. **A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez**. SEFE III, v 1, p 215-224.

DÉCOURT, L., 1998. **Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez**. XI COBRAMSEG, v 3.

DE PAULA, M. C., 1998; **Ensaio Dilatométrico em um Solo Residual de Gnaisse**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 176p.

FADUM, R. E. (1948); **Influence values for estimating stresses in elastic foundations**; Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol 33; pg. 467-470.

FERREIRA, C. V., LOBO, A S., ALBIERO, J. H., 1994; **Correlações entre Parâmetros Geotécnicos de um Solo Residual**. In Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10, 1994, Foz do Iguaçu, PR: [s.n.], 1994. v.4, p. 1205-1213.

FLEMING, W.G.K.; WELTMAN, A.J.; RANDOLPH, M.F. & ELSON, W.K. (1992). **Piling Engineering**. Blackie & Son, Glasgo and John Wiley & Sons, New York, etc.

FOX, E. N. 1948; **The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 2, Rotterdam: SN, v. 1, p.129-132.

GAMBIM, M., ROSSEAU, J., 1975; **Interpretation and application of pressuremeter test results to foundation desing**. General Memorandum. Revista Sols Soils, n-26. Revised 1988, 50p.

GIBSON, R. E., ANDERSON, W. F., 1961; **In situ measurement of soil properties with the pressuremeter**. In: Civil Eng. And Public Work Review, 56, n-658, 615-618. Londres.

GUIMARÃES, L. S. P. 1996; **Caracterização química e geotécnica de um perfil de solo residual da Zona da Mata Norte-MG**. Viçosa/MG: UFV, 96p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

GUIMARÃES, R.C. 2002; **Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

HACHICH, W.; Falconi, F.F.; Saes, J.L.; Frota, R.G.Q.; Carvalho, C.S.; Niyama, S. 1998. **Fundações: Teoria e Prática.2.ed**. São Paulo: PINI.

HANSEN, J. B. 1961; **A general formula for bearing capacity**. Copenhagen, Denmark: The Danish Geotechnical Institute. P. 38-46. (Bulletin, 11)

HANSEN, J. B. 1970; **A revise and extend formula for bearing capacity**. Copenhagen, Denmark: The Danish Geotechnical Institute. P. 5-11. (Bulletin, 28).

HAED, K. H., 1986; **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: ELE International, 3v.

HEARN, G., 1995, **Faulted Pavements at Bridge Abutment**, Colorado Transportation Institute Synthesis, Dept. Of Civil Engineering, University of pp.

HON-YIM K. Luther W.D. 1973. **Bearing Capacity of Footings in Plane Strain**. Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division.

JANBU, N. 1963; **Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test**, ECSMFE, Wiesbaden, vol.I, pp. 19-25.

JARDIM, W. F. D., 1980; **Estudo da pressão admissível de fundações diretas em solo residual de gnaiss através de provas de carga em placa**. Rio de Janeiro, RJ: COOPE/UFRJ, 1980. 182 p. Dissertação ( mestrado em Engenharia Civil)- Coordenação do Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

JENNINGS, S. MATHEWSON, C. C., YANCEY, T., BRIAUD, J. L., 1996; **The National Geotechnical Experimentation Sites at Texas A&M University, Clay and Sand: Geology**, Research Report NGES-TAMU-005 to the Federal Highway Administration and the National Science Foundation, Dept. of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas, USA, 88 pp.

KISHIDA, H. & MEYERHOF, G.G.,1965. **Bearing Capacity of a piled groups under eccentric loads in sand**. Proc. 6th ICSMFE, Toronto, v2, p 270-274.

KONDNER R. L.,1963; **Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 89, n-SM1, pp. 115-143.

KONDNER R. L. et ZELASKO J. S. 1963; **Hyperbolic stress – strain Formulation for Sands – 2<sup>nd</sup> Pan-American Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brasil, vol I, pp. 291-323.**

KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W. 1990; **Manual on estimating soil properties for foundations desing**. Ithaca: Cornell University, 226p.

LAMBE, T. W. 1951. **Soil Testing for Engineers**. New York: John Wiley & Sons Inc.

LIU, J.L; YUAN, Z.L. & ZHANG, K.P. (1985). **Cap-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups**. Proc. 11 th ICSMFE, San Francisco, v 4, p 1433-1436.

LOPES, G. S., 1997, **Execução e Análise de uma Prova de Carga Direta em Verdadeira Grandeza em Solo Residual de Gnaise**, Tese (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade federal de Viçosa, Viçosa- MG.

LUTENEGGER, A.J. 1988; **Current Status of the Marchetti dilatometer test**. In: International Symposium on Penetration Testing, 1, Orlando. Penetration Testing. Rotterdam: A.A. Balkema. V.1, p.137-155.

MARCHETTI, S., 1975; **A New in situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability**. In: ASCE Speciality Conference on in Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh. Proceedings... Raleigh: ASCE, 1975. v.2, p. 299-321,1980

MARCHETTI, S. 1980.;**In situ test by flat dilatometer**. Journal of Geotechnical Engineering Division, v. 106, n. GT3, p.299-321.

MARCHETTI, S. CRAPPS, D.K., 1981; **Flat dilatometer manual**. (s.l.:s.n.).96p. (Internal report of G.P.E.Inc).

MARCHETTI, S.;1997. **The flat dilatometer desig applications**; keynote lecture. Cairo: Cairo University. 26p.

MASSAD, F. 1986; **Notes on the Interpretation of Failure Load from Routine Pile Load Tests**. Revista Solos e Rochas, v. 9, n-1, abril, ABMS.

MAZURKIEWICZ, B. K., 1972; **Test Loading of Piles According to Polish Regulations**. Swedish Academy of Eng. Sciences. Prel. Report n-35.

MELLO, V. F. B., 1971; **The Standart Penetration Test**. In: Proc. 4 Panam. Conf. Soils Mech. Found. Eng., v. 1. San Juan, Puerto Rico.

MÉNARD, L., 1963. **Calcul de la Force Portante dès Foudations sur la Base dès Resultants dès Essays Pressiométriques**. Sols Soils, n. 5 juin, Paris, p.9-32.

MÉNARD, L, ROSSEU, J. 1962, **L'évaluation dès Tessements-Tendances Nouvelles**. Sols Soils, n. 1, p. 13-18.

MEYERHOF, G.G., 1951, **The ultimate Bearing Capacity of Foundations**, Geotechnique, Vol 2, No 4, 301-331, London, England.

MEYERHOF, G.G. 1956. **Penetration Tests and Bearing Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, SCE, v 82, p 1-19.

MEYERHOF, G.G., 1963, **Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundation**, Canadian Geotechnical Journal, Vol 1, No. 1, Bitech Publishers, Vancouver, B.C., Canada

MITCHELL, J.K. 1968. **Place Treatment of Foundation Soils**. Speciality Conference on Placement and Improvement of Soil to Support Structure, USA, ASCE Proceedings, p. 93-130.

MITCHELL, J.K. (1970). **In-Place Treatment of Foundation Soil**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE Proceedings, p.73-110.

MORAES, M.C. 1976. **Estrutura de Fundações**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil.

MOULTON, L.K. et al, 1985, **Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges**, Report No. FHWA/RD-85/107, 109 pp., Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA.

NEWMARK, N. M. 1935; **Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations** – University of Illinois engineering, experimental station – Circular 24, vol. 33, n-4.

ORTIGÃO, J. A. R. 1993. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.

PARRY, R. H. G., 1977; **Estimating bearing capacity in sand from SPT values**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, (s.l.), v. 103, n-GT9, p. 1014-1019.

PINTO, C. C. GOBARA, W. PERES, J. E., NADER, J. J., 1993; **Propriedades dos solos residuais**. In: Solos do Interior do Estados de São Paulo, p. 95-153.

PINTO, C. S.; 1998. **Resistência ao Cisalhamento dos Solos**. São Paulo. Escola Técnica da Universidade de São Paulo.

PINTO, C. S.; 2000. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. Oficina de Textos São Paulo.

PRANDTL, L., 1921; **Über die eindringungsfestigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden**. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, S.L., v. 1, n-1, p. 15-20.

QUARESMA, A. R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A R., ALMEIDA, M.S.S., DANZINGER., 1998; **Investigações Geotécnicas**. In: HANCHICH, W., FALCONI, F.E. SAES, J.L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYMA, S. (Eds.). Fundações: Teoria e Prática. São Paulo: PINI,. P.119-162.

REISSNER, H. 1924; **Zum erddruckproblem**. In International Conference of Applied Mechanics, 1, 1924, Delft. Proceeding..., Delft: S.N., p 295-311.

ROCHA, F. 1984. **O recalque de Fundações Superficiais Rígidas sobre Meios Elásticos Linearmente Não-Homogêneos**. São Paulo. Solos e Rochas, 7: 31-49.

ROBERTSON, P. K., DAVIES, M. P., CAMPANELLA, R.G., 1989; **Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer**. ASTM Geotechnical Testing Journal, vol. 12, n-1, pp.30-38.

ROGÉRIO, P. R. 1984. **Calculo de Fundações**. São Paulo: FUNDESP.

SANDRONI, S.S., 1991; Young metamorphic Residual Soils, General Report, Proceedings, 9<sup>th</sup>. Panamerican CSMFE, Viña del Mar, vol.. 4, pp.1771-1788.

SCHLEICHER, F. 1926; **Zur Theorie Des Baugrundes**. Der Bauingenieur No. 48, 49.

SCHMERTMANN, J.H. 1970. **Static Cone to Compute Static Settlements Over Sand**. Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. 96.SM3:1011.1043.

SCHMERTMANN, J.H. 1978 **Guidelines for Cone Penetration Testing-Performance and Design**. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, report FHWA-TS-78-209.

SCHMERTMANN, J.H. 1986; **Dilatometer to compute foundation settlement**. In: Situ's 86 ASCE Specialty Conference on Use of in Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg. Proceedings...Blacksburg: Virginia Tech. P303-321.

SCHNAID, F. 2000. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos.

SILVA, C. E. F., 2000, **Estudo da Distribuição de Cargas ao Longo do Fuste e na Base do Tubulão**. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-Minas Gerais.

SKEMPTON, A. W., BJERRUM, L., 1957; **A contribution to the settlement analysis of foundations on clay**. Geotechnique, v. 7, n. 1, p. 168-178.

SKEMPTON, A.W. 1964. **Long term stability of clay slopes**. Geotechnique, Vol 14, pp 77.

SOARES, D. A., 2003, **Estudo da Capacidade de Carga e Recalques em um Solo Residual de Gnaisse Através de Ensaio de Campo e Laboratório**, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-Minas Gerais.

SOUSA, L. C. M. e CUNHA, R. P. 2003. **Estudo Experimental do Comportamento de Sapatas Assentes em Solo Poroso Reforçado.** Universidade de Brasília, Brasília - Distrito Federal.

STOUD, M. A., 1988; **The Standard Penetration Test** – Its Application and Interpretation. Proc. Of Penetration Test in U. K., pp. 29-49, Birmingham.

TEIXEIRA, A.H., 1966, **Correlação entre Capacidade de Carga das Argilas e a Resistência à Penetração**, In Anais III CBMS, Belo Horizonte.

TEIXEIRA, C. Z., ALBIERO, J. H., CARVALHO, D., 1996; **Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de Minas.** In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3, São Paulo, SP. Anais... São Paulo, SP s.n.), v.1, p. 309-316.

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S., 1998; **Análises, projeto e execução de fundações rasas.** In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYMA, S. (Eds.). **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: PINI, p227-264.

TERZAGHI, K., 1925; **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage**, Franz Deuticke, Wien.

TERZAGHI, K., e PECK, R.B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2<sup>nd</sup>. Ed. John Wiley, New York, 1967. Primeira edição em 1948.

TERZAGHI, K., 1943, **Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction**, Geotechnique, Vol. 5 (No. 4), pp. 297-326, Institution of Civil Engineers, London England.

TERZAGHI, K.R. Peck. 1948. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** New York: John Wiley and Sons Inc.

VAN DER VEEN, C., 1953; **The bearing capacity of a pile.** In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 1953, Zurich. Proceedings..., Zurich: (s.n). v. 2, p. 84-90.

VARGAS, M. 1951. **Resistência e Compressibilidade de Argilas Residuais.** São Paulo: Escola Politécnica.

VARGAS, M., 1955. **Foudation of Structure on Over Consolidated Clay Layers in São Paulo.** Geotechnique, setembro, 1955.

VARGAS. M. 1978; **Introdução a Mecânica dos solos.** São Paulo, SP: Mc Graw-Hill, Ed. USP. 509p.

VELLOSO, P.P.C., GRILLO, S.O., PENEDO, E. J. 1978; **Observações sobre a capacidade de carga e o módulo de deformação do solo por meio de provas de carga e ensaios de laboratório**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Rio de Janeiro, RJ. Anais... Rio de Janeiro, RJ: (s.n.), v.1, p.305-328.

VELLOSO, D. A., Lopez, F. R ,1997; **Fundações**; Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ

VESIC, A S. 1973 Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal Soil Mechanics and Foundations Division. S.L., v. 2, n-Sm1, p. 45-73

VÉSIC, A. S., 1975; **Bearing capacity of shallow foundations**, In: WINTERKORN, H. F., FANG, H. Y. (Eds.). Foundation engineering handbook. New York: Van Nostrand Reinhold. Cap. 3, p. 121-147.

WAI, F.C.M. Hugh L. D. 1973. **Bearing Capacity Determination by Limit Analysis**. Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division.

## ANEXO A

As curvas tensão desvio versus deformação axial e as envoltórias de resistência em função de  $p \times q$  são apresentadas nas Figura A1 e A2.

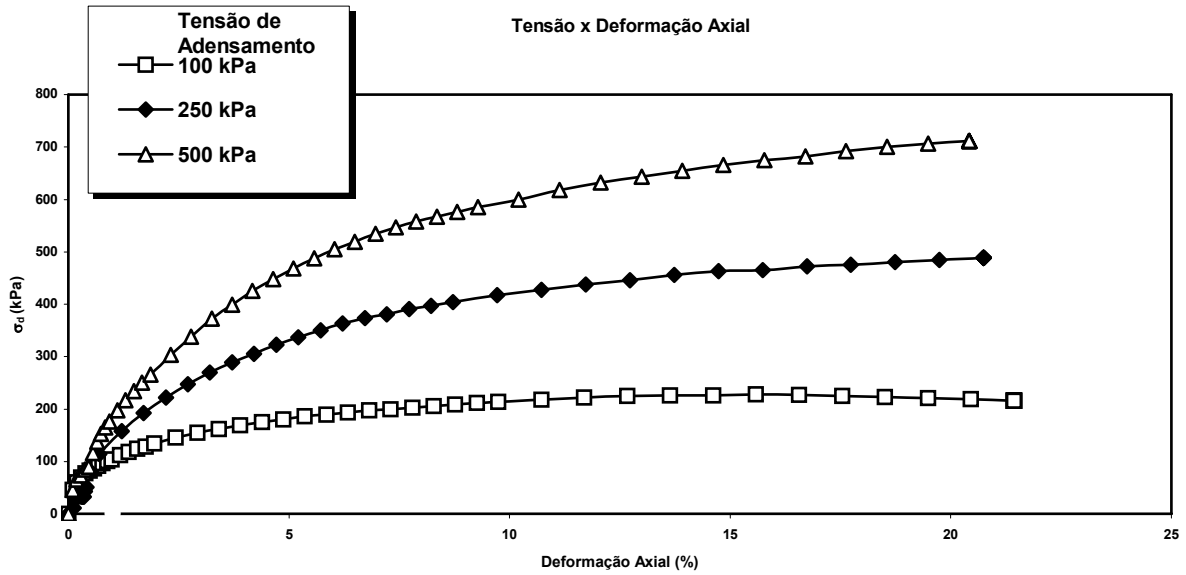


Figura A1 – Curvas tensão desvio x deformação

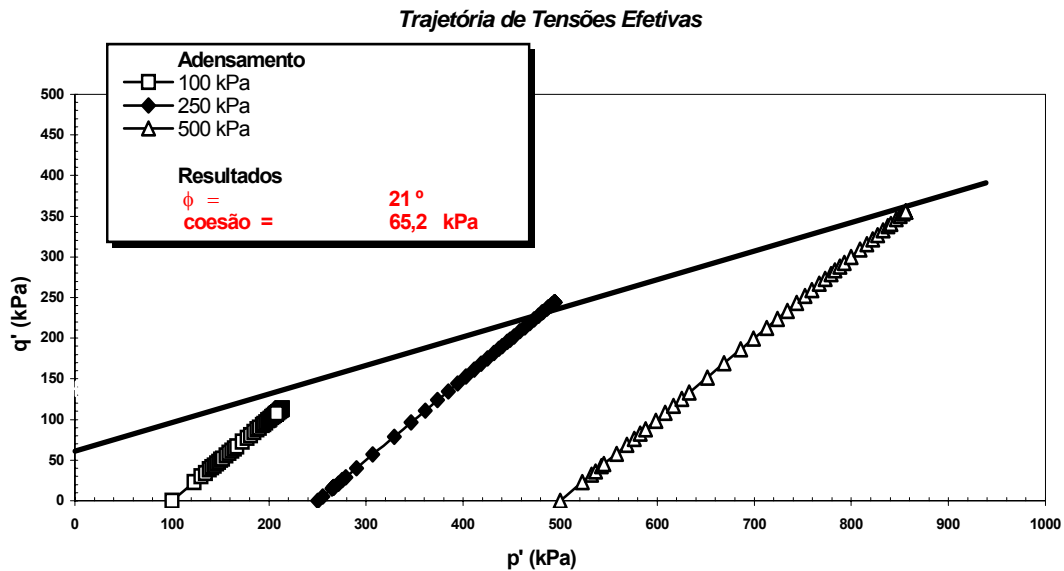


Figura A2 – Trajetória de tensões efetivas

## ANEXO B

As curvas tensão desvio de campo x deformação são apresentadas nas Figura B1, B2 e B3.

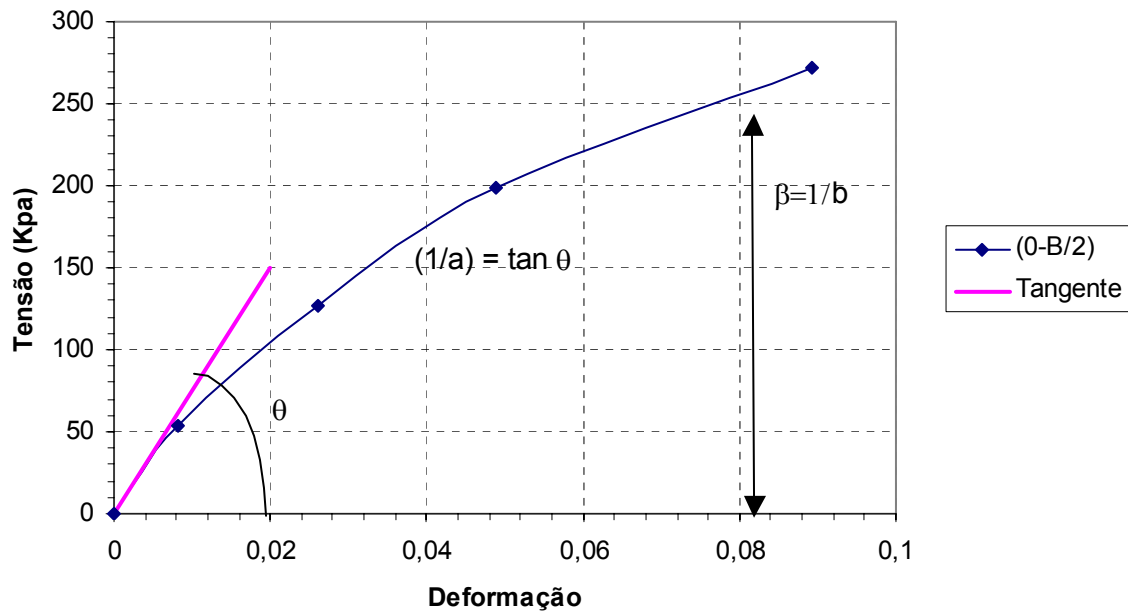


Figura B1 - Tensão desvio de campo versus deformação no trecho (0-B/2)

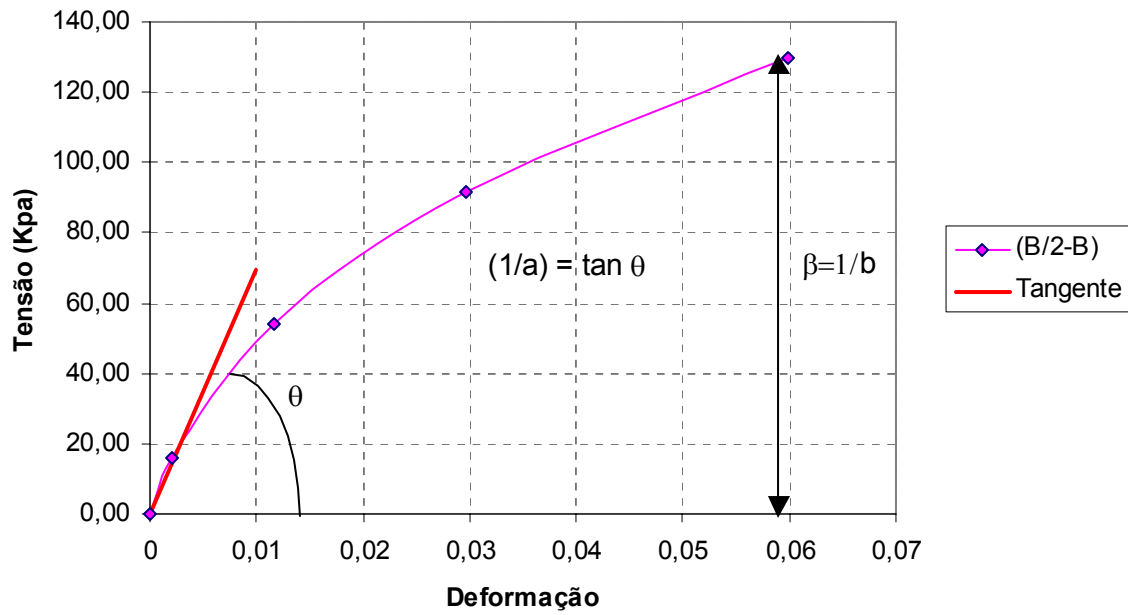


Figura B2 - Tensão desvio de campo versus deformação no trecho (B/2-B)

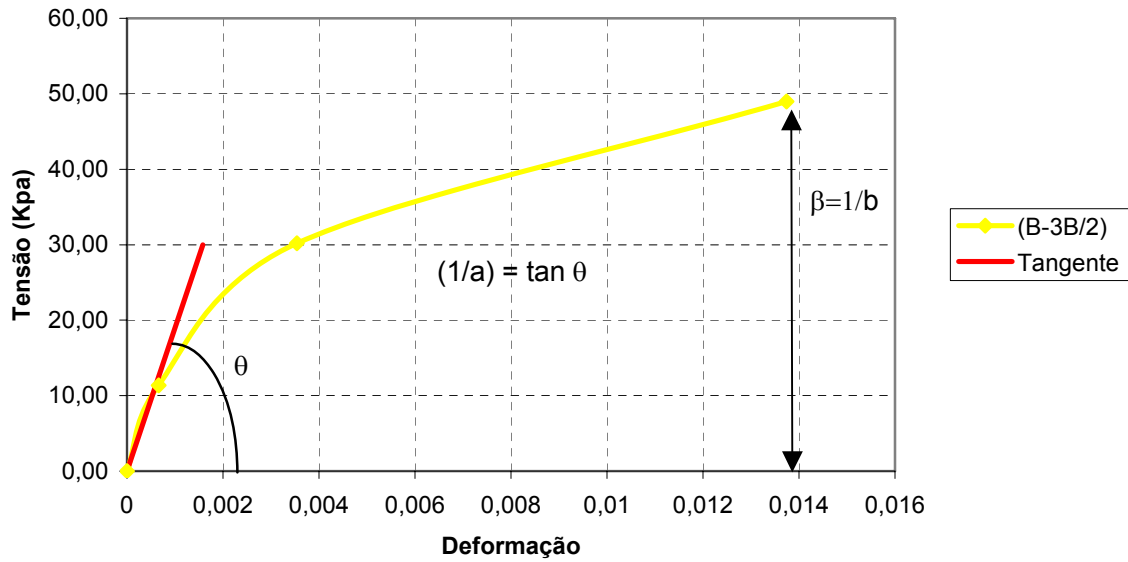


Figura B3 - Tensão desvio de campo versus deformação no trecho (B-3B/2)

## ANEXO C

São apresentadas nas Figura C1 e C2, a curva carga x recalque com indicação de  $Q'_{uc}$  e  $Q_{uc}$  e o gráfico da rigidez x carga respectivamente.

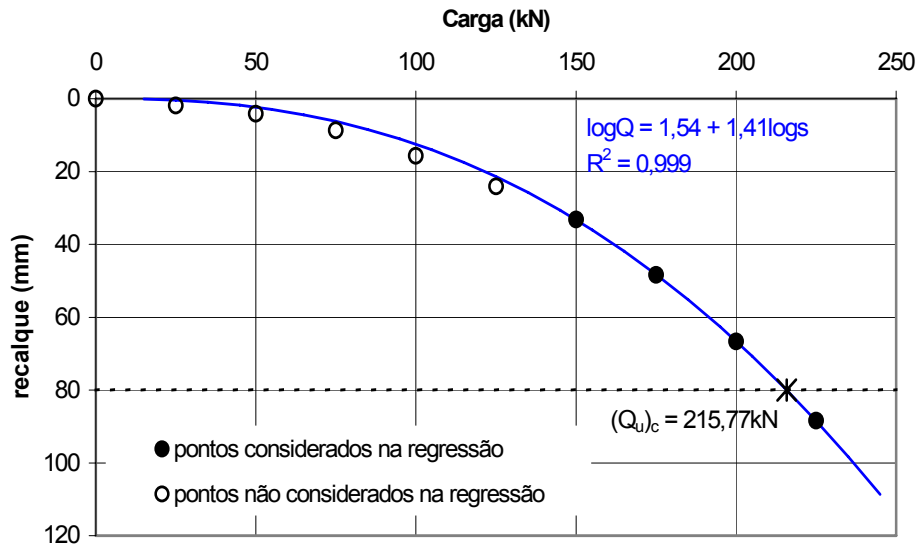


Figura C1 - Curva carga x recalque com indicação de  $Q'_{uc}$  e  $Q_{uc}$

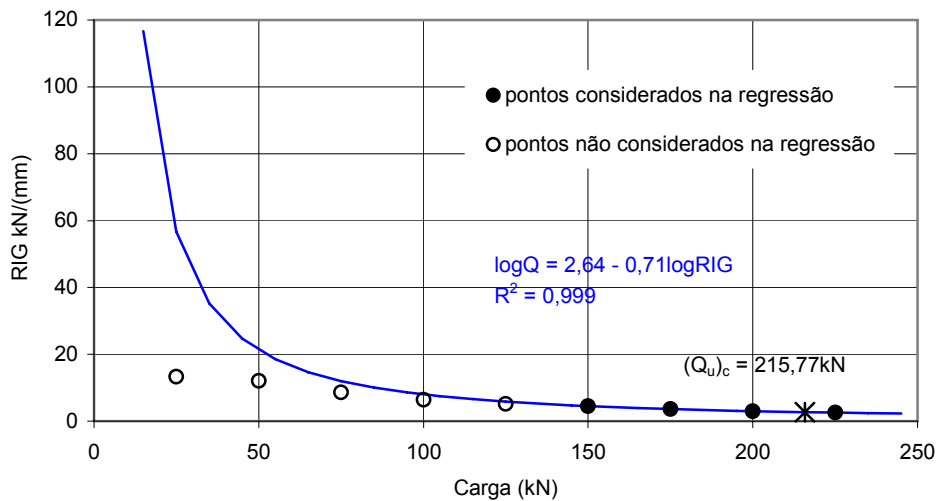


Figura C2 - Gráfico da rigidez x carga