

**SÉRGIO PAULINO MOURTHÉ DE ARAUJO**

**O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO DE MÉNARD E SUA UTILIZAÇÃO NA  
ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE  
FUNDAÇÕES ASSENTES EM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE**

Tese 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  
2001**

**SÉRGIO PAULINO MOURTHÉ DE ARAUJO**

**O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO DE MÉNARD E SUA UTILIZAÇÃO NA  
ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE DE  
FUNDAÇÕES ASSENTES EM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE**

Tese 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: 04 de Maio de 2001.

---

Prof. Roberto F. Azevedo  
Conselheiro

---

Prof. Enivaldo Minette  
Conselheiro

---

Prof. Ronaldo da Silva Ferreira  
UFSC/SC

---

Prof. Fernando A. B. Danziger  
COPPE/RJ

---

Prof. Cláudio Henrique de Carvalho Silva  
Orientador

Aos meus pais Sérgio e Hilda.

À Janaína.

Às minhas irmãs, Lúcia, Mônica e Andréa.

Aos meus sobrinhos, Daniel, Marina, Guilherme e Lucas.

Aos meus amigos.

## **AGRADECIMENTO**

A Deus, por ter me proporcionado saúde e disposição para superar os momentos difíceis desta etapa da minha vida.

A meus pais, Sérgio e Hilda, pelo incentivo, pela compreensão e dedicação ao longo de toda minha vida acadêmica.

À Janaína por ter compartilhado todos os momentos, tristes e felizes, desta caminhada.

Ao meu orientador Cláudio Henrique de Carvalho Silva, pelos ensinamentos e sugestões essenciais para a finalização deste trabalho.

Ao Engenheiro Riad Chammas, pela sua prática profissional colocada à disposição, pelo apoio e entusiasmo desde os primeiros passos desta pesquisa, e a todos os funcionários da GEOLABOR S/A, em especial, para os técnicos Antônio e Naim, pelas sugestões, amizade e atenção.

Ao Engenheiro Sydney Barradas, pelo incentivo e apoio antes e durante o curso.

Ao grande amigo Ricardo Leoni Amaral que sempre me apoiou e acompanhou nesta jornada.

À Professora Maria Lúcia Calijuri, pela amizade, pelo carinho e por sempre acreditar no meu trabalho.

Ao Professor Roberto Francisco de Azevedo, pela atenção e apoio concedidos ao longo de todo o curso.

Ao Professor Enivaldo Minette, pela amizade e pelos ensinamentos.

Ao Professor Dario Cardoso, pelo profissionalismo demonstrado e ensinamentos.

Aos professores Eduardo Marques, Izabel Christina de Azevedo, Paulo Sérgio Barbosa e Carlos Alexandre Braz de Carvalho, pelo convívio saudável e pelos ensinamentos.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, Júlio Carlos dos Santos e Vicente de Paulo Silva Paiva, pela parceria nos trabalhos desenvolvidos.

A Paulo Afonso da Silva e José Mário pela ajuda nos ensaios de campo executados.

Ao torneiro mecânico Francisco Martins Moreira (Chiquito).

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia Civil, em especial Cristina Beatriz, Jorge e Geraldo, pela convivência agradável.

À coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), que financiou parte da minha bolsa de estudos.

À Universidade Federal de Viçosa, por me proporcionar a oportunidade de concluir o Programa de Mestrado em Engenharia Civil, nesta conceituada Instituição.

Aos alunos de graduação que me ajudaram em meus trabalhos.

Aos colegas do Mestrado, em especial, ao Orlando Maciel Campos Júnior, pelo companheirismo durante a realização de trabalhos e da tese.

Aos meus eternos professores, Mário Omar Soares, Luiz Felipe Almeida Filho e Roberto de Maria Nunes Mendes, pelo incentivo e interesse demonstrado em meu trabalho.

A todos os amigos que ajudaram de alguma forma para que esse trabalho fosse concluído.

## **BIOGRAFIA**

**SÉRGIO PAULINO MOURTHÉ DE ARAUJO**, filho de Sérgio Andrade Mourthé de Araujo e Hilda Paulino Mourthé de Araujo, nasceu aos 24 dias do mês de agosto de 1972, na cidade de Belo Horizonte/MG.

Graduou-se Engenheiro Civil, em dezembro de 1997, pela Escola de Engenharia Kennedy, em Belo Horizonte/MG.

Trabalhou, exercendo diversas funções na SOTEL Fundações e Estruturas Ltda, até se tornar engenheiro integrante do corpo técnico desta empresa.

Iniciou, em abril de 1999, no Programa de Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa/MG.

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da base da fundação
$A_p$	Área da base (ponta) de uma fundação profunda
B	Largura ou diâmetro (fuste ou base) de uma fundação
$B_0$	Largura de referência
$B_e$	Largura ou dimensão equivalente da fundação
C	Coesão não drenada
$C_c$	Coeficiente de compressibilidade
$C_u$	Coesão não drenada
D	Cota de assentamento da fundação
$e_0$	Índice de vazios inicial
E	Módulo de elasticidade ou de Young
$E_d$	Módulo pressiométrico em termos de tensões desviatórias
$E_D$	Módulo dilatométrico
$E_m$	Módulo de Ménard
$E_{oed}$	Módulo de deformabilidade obtido em ensaios oedométricos
$E_p$	Módulo pressiométrico
$E_r$	Módulo pressiométrico no recarregamento
$E_v$	Módulo pressiométrico em termos de tensões isotrópicas
$f_{máx}$	Atrito lateral unitário máximo
G	Módulo de elasticidade transversal
$H_e$	Profundidade relativa da fundação ou de embutimento
$I_d$	Índice dilatométrico
IP	Índice de plasticidade
K	Coeficiente da sonda
$K_0$	Coeficiente de empuxo no repouso
$K_d$	Coeficiente dilatométrico
$K_p$	Fator de capacidade de carga de fundações
L	Comprimento da fundação
LL	Limite de liquidez

LP	Limite de plasticidade
N	número de ensaios PMT realizados à 1,5xB
N	Índice SPT
OCR	Razão de pré-adensamento
P	Perímetro da base da fundação
$P_0$	Pressão inicial do ensaio dilatométrico
P	Pressão na cavidade
$p_0$	Pressão horizontal inicial obtida no ensaio de Ménard
$p_f$	Pressão de fluência ou de creep
$p_l$	Pressão limite
$p_l^*$	Pressão limite líquida
$p_{le}^*$	Pressão limite líquida equivalente
$q^*$	Tensão líquida média admissível na base da sapata
$q_c$	Resistência de ponta de ensaios CPT
$q_u$	Tensão de ruptura do solo
$Q_f$	Capacidade de carga devido ao atrito lateral
$Q_p$	Capacidade de carga da ponta de uma fundação profunda
$Q_t$	Capacidade de carga total de uma fundação profunda
$R_p$	Resistência de ponta de ensaios CPT
$S_r$	Grau de saturação
$S_u$	Coessão não drenada
V	Volume da cavidade
$V_0$	Volume correspondente à pressão inicial $p_0$
$V_{30}$	Volume correspondente a 30 segundos
$V_{60}$	Volume correspondente a 60 segundos
$V_f$	Volume correspondente à pressão de fluência
$V_i$	Volume inicial da cavidade
$V_l$	Volume correspondente à pressão limite
$V_s$	Volume inicial da célula central ou da sonda no repouso
$V_m$	Volume médio de expansão da sonda no trecho pseudo-elástico
$V_s$	Volume inicial da célula central ou da sonda no repouso
$\alpha$	Fator reológico
$z_i$	Espessuras das camadas onde foram realizados ensaios PMT

$s'_{ho}$	Tensão horizontal efetiva no repouso
$\sigma_{h0}$	Tensão horizontal total no repouso
$s'_{vo}$	Tensão vertical efetiva no repouso
$\sigma_v$	Tensão vertical total
$\lambda_d, \lambda_c$	Fatores de forma
$\sigma_{h0}$	Tensão horizontal total no repouso
$\gamma_{nat}$	Massa específica natural
$\gamma_s$	Massa específica dos sólidos
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\omega$	Teor de umidade
$\phi$	Ângulo de atrito interno dos solos

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Pressiômetro de Ménard G-200 fabricado pela GEOMATEC.....	10
Figura 2.2 - Resultado típico de um ensaio pressiométrico de Ménard com detalhamento do trecho pseudo-elástico.....	14
Figura 2.3 - Pressão limite: Relação entre o volume injetado e o volume da cavidade.....	18
Figura 2.4 - Método utilizado neste trabalho para a obtenção da pressão limite.....	19
Figura 2.5 - Gráfico para obtenção de $K_p$ para fundações rasas (MÉNARD,1963).....	36
Figura 2.6 - Curvas para obtenção de $K_p$ (BAGUELIN, JÉZÉQUEL e SHIELDS,1978).....	36
Figura 2.7 - Curvas para obtenção de $K_p$ (BAGUELIN, JÉZÉQUEL e SHIELDS,1978) (continuação).....	37
Figura 2.8 - Obtenção do fator de capacidade de carga para fundações (apud Ménard e Gambim, 1963).....	39
Figura 2.9 - Obtenção do fator de capacidade de carga para fundações (apud Bustamante e Gianceselli, 1981).....	41
Figura 2.10 - Gráfico para a obtenção do atrito lateral máximo (apud Ménard, 1963).....	42
Figura 2.11 - Gráfico para a obtenção do atrito lateral máximo (apud Baguelin, Jézéquel e Shields, 1978).....	43
Figura 2.12 - Gráfico para a obtenção do atrito lateral unitário (apud Bustamante e Gianceselli, 1981).....	45
Figura 2.13 - Modelo para a determinação do recalque da ponta de estacas axialmente carregadas (apud Frank e Zhao, 1982).....	49
Figura 2.14 - Modelo para a determinação do recalque lateral de estacas axialmente carregadas (apud Frank e Zhao, 1982).....	49

Figura 3.1 - Localização do Campo Experimental de Fundações do DEC/UFV.....	51
Figura 3.2 - Localização dos Poços de Inspeção, dos ensaios existentes e das fundações estudadas.....	54
Figura 3.3 - Corte A-A'.....	55
Figura 3.4 - Corte B-B'.....	55
Figura 3.5 - Esquema de montagem da prova de carga realizada por DA SILVA (2000).....	59
Figura 3.6 - Esquema de posicionamento dos PVC's para colocação dos medidores de deslocamento do tipo "telltales".....	60
Figura 3.7 - Esquema do modo de trabalho dos medidores de deslocamento do tipo "telltales".....	60
Figura 3.8 - Pressiômetro de Ménard equipado com sistema de aquisição automática de dados, fabricado pela APAGEO SEGELM...	64
Figura 3.9 - Visão interna da caixa de monitoramento do equipamento fabricado pela APAGEO SEGELM, com aquisição automática de dados.....	65
Figura 3.10 - Esquema interno do pressiômetro da APAGEO SEGELM.....	67
Figura 3.11 - Sonda pressiométrica e mangueiras de conexão.....	68
Figura 3.12 - Detalhamento da sonda pressiométrica do tipo GC.....	69
Figura 3.13 - Operação de saturação do sistema – drenagem da sonda (cabeça para baixo).....	72
Figura 3.14 - Ensaio de calibração quanto a perdas de pressão.....	74
Figura 3.15 - Ensaio de calibração quanto a perdas de volume.....	75
Figura 3.16 - Fase de escavação do pré-furo.....	77
Figura 3.17 - Sonda pressiométrica inserida dentro do pré-furo.....	77
Figura 3.18 - Ensaio em execução; fase de aplicação de pressões e realização de leituras.....	78
Figura 3.19 - Curva típica de um ensaio pressiométrico de Ménard....	81
Figura 3.20 - Curvas pressiométricas "defeituosas" obtidas de um ensaio com pré-furo.....	83
Figura 3.21 - Curva pressiométrica obtida com ensaio cíclico.....	84

Figura 3.22 - Curva pressiométrica obtida com fase de descarregamento.....	85
Figura 4.1 - Resultado da prova de carga realizada por LOPES (1997).....	89
Figura 4.2 - Resultado do ensaio de cone CPT-1.....	92
Figura 4.3 - Resultado do ensaio de cone CPT-2.....	93
Figura 4.4 - Perfil geotécnico segundo MINETTE et al. (1995).....	94
Figura 4.5 - Resultados dos ensaios SPT realizados por LOPES (1997).....	95
Figura 5.1 - Planta de locação dos ensaios, poços e estruturas.....	100
Figura 5.2 - Resultado do ensaio de calibração quanto a perdas de pressão realizado na sonda com recobrimento de borracha de 3mm..	102
Figura 5.3 - Resultado do ensaio de calibração quanto a perdas de pressão realizado na sonda com recobrimento de borracha reforçado tipo Canvas.....	103
Figura 5.4 - Ensaio de calibração quanto a perdas de volume ou Curva de Expansão.....	104
Figura 5.5 - Curva corrigida e de Creep do ensaio pressiométrico PMT- 02 a 4 metros.....	105
Figura 5.6 - Obtenção da pressão limite por extrapolação para o ensaio PMT- 02 a 4 metros.....	107
Figura 5.7 - Curva corrigida e Curva de Creep do ensaio pressiométrico PMT- 08 a 2 metros.....	108
Figura 5.8 - Obtenção da pressão limite por extrapolação para o ensaio PMT- 08 a 2 metros.....	109
Figura 5.9 - Resultados do ensaio PMT-01.....	113
Figura 5.10 - Resultados do ensaio PMT-02.....	113
Figura 5.11 - Resultados do ensaio PMT-03.....	114
Figura 5.12 - Resultados do ensaio PMT-04.....	114
Figura 5.13 - Resultados do ensaio PMT-05.....	115
Figura 5.14 - Resultados do ensaio PMT-06.....	115
Figura 5.15 - Resultados do ensaio PMT-07.....	116
Figura 5.16 - Resultados do ensaio PMT-08.....	116

Figura 5.17 - Variação do Módulo de Ménard com a profundidade.....	117
Figura 5.18 - Variação da Pressão Limite com a profundidade.....	117
Figura 5.19 - Variação da pressão de fluência com a profundidade....	118
Figura 5.20 - Variação da pressão horizontal inicial no repouso ( $p_0$ ) com a profundidade.....	118
Figura 5.21 – Gráfico comparativo entre os recalques lidos (LOPES, 1997) e estimados via PMT.....	128
Figura B.1 - Sonda pressiométrica, recobrimento de borracha, braçadeiras, cone de proteção e acessórios para montagem.....	146
Figura B.2 - Fases de montagem da sonda pressiométrica tipo GC....	147
Figura B.3 - Sonda pressiométrica equipada com recobrimento (bainha) reforçada com lona do tipo Canvas.....	148
Figura B.4 - Sonda pressiométrica danificada devido a realização de ensaio entre camadas com diferentes resistências.....	148
Figura B.5 - Diferentes tipos de recobrimentos (bainhas).....	149
Figura C.1 - Determinação do valor de $V_c$ para cálculo do volume inicial da sonda no repouso.....	152
Figura D.1 - Situações possíveis de expansão da sonda pressiométrica.....	154

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Potencial de utilização do ensaio pressiométrico.....	12
Tabela 2.2 - Aplicabilidade dos ensaios pressiométricos.....	13
Tabela 2.3 - Valores típicos do coeficiente de Poisson.....	16
Tabela 2.4 - Classificação dos solos em função de $E_m / p_l$ .....	24
Tabela 2.5 - Valores típicos de $E_m$ e $p_l$ .....	24
Tabela 2.6 - Valores típicos de $R_p/p_l$ .....	27
Tabela 2.7 - Valores de $q_c / p_l$ (apud Van Wanbeke, 1982).....	27
Tabela 2.8 - Valores da relação entre $R_p$ e $p_l$ em função do ângulo de atrito.....	28
Tabela 2.9 - Valores típicos de $\alpha_r$ .....	29
Tabela 2.10 - Correlações para a estimativa de $S_u$ .....	30
Tabela 2.11 - Correlações para a estimativa de $S_u$ em função da consistência.....	30
Tabela 2.12 - Valores da profundidade crítica.....	33
Tabela 2.13 - Valores de $K_p$ .....	35
Tabela 2.14 - Categorias de solos para determinação de $K_p$ (apud Ménard e Gambin, 1963).....	38
Tabela 2.15 - Categorias de solos para determinação de $K_p$ (apud Bustamante e Gianceselli, 1981).....	39
Tabela 2.16 - Escolha da curva para determinação do atrito lateral unitário (apud Bustamante e Gianceselli, 1981).....	44
Tabela 2.17 - Determinação do Fator Reológico ( $\alpha$ ).....	46
Tabela 2.18 - Fatores de forma.....	46
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de caracterização, ALMEIDA (2000).....	86
Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios de caracterização, MONTEIRO (1999).....	87
Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios de compressibilidade, ALMEIDA (2000).....	87

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de compressibilidade, MONTEIRO (1999).....	87
Tabela 4.5 - Módulos oedométricos, MONTEIRO (1999).....	88
Tabela 4.6 - Parâmetros de resistência, MONTEIRO (1999).....	88
Tabela 4.7 - Parâmetros de resistência obtidos de ensaios de cisalhamento direto, MONTEIRO (1999).....	88
Tabela 4.8 - Resultados da prova de carga obtidos por DA SILVA (2000).....	90
Tabela 4.9 - Resultados da prova de carga obtidos por DA SILVA (2000) (Continuação).....	91
Tabela 4.10 - SONDAGEM SPT- 01 (DA SILVA).....	96
Tabela 4.11 - SONDAGEM SPT- 02 (DA SILVA).....	96
Tabela 4.12 - DMT- 01 (MONTEIRO).....	97
Tabela 4.13 - DMT- 02 (MONTEIRO).....	97
Tabela 4.14 - DMT- 03 (MONTEIRO).....	97
Tabela 4.15 - DMT- 04 (MONTEIRO).....	98
Tabela 4.16 - DMT- 01 (DA SILVA).....	98
Tabela 4.17 - DMT- 02 (DA SILVA).....	98
Tabela 5.1 - Resultados do ensaio PMT-01.....	110
Tabela 5.2 - Resultados do ensaio PMT-02.....	110
Tabela 5.3 - Resultados do ensaio PMT-03.....	110
Tabela 5.4 - Resultados do ensaio PMT-06.....	111
Tabela 5.5 - Resultados do ensaio PMT-07.....	111
Tabela 5.6 - Resultados do ensaio PMT-04.....	111
Tabela 5.7 - Resultados do ensaio PMT-05.....	112
Tabela 5.8 - Resultados do ensaio PMT-08.....	112
Tabela 5.9 - Valores de $E_m$ (kPa) obtidos segundo a expressão (7b)..	119
Tabela 5.10 - Resumo dos resultados da estimativa de capacidade de carga da sapata.....	121
Tabela 5.11 - Valores de $Q_u$ via resultados do PMT- 04.....	123
Tabela 5.12 - Resumo dos resultados de $K_p$ e $Q_u$ via PMT- 08.....	123
Tabela 5.13 - Resumo dos valores de $Q_f$ segundo MÉNARD (1963)..	125
Tabela 5.14 - Resumo dos valores de $Q_f$ segundo BAGUELIN,	

JÉZÉQUEL e SHIELDS (1978).....	125
Tabela 5.15 - Resumo dos valores de $Q_f$ segundo BUSTAMANTE e GIANESELLI (1982).....	125
Tabela 5.16 - Valores de resistência lateral obtidos na prova de carga realizada por DA SILVA (2000).....	126
Tabela 5.17 - Resumo da estimativa de carga total do tubulão.....	126
Tabela 5.18 - Valores de $E_m$ utilizados na estimativa dos recalques da sapata estudada por LOPES (1997).....	127
Tabela 5.19 - Comparação dos recalques estimados via PMT.....	128
Tabela A.1 - Ensaio CPT- 01 x PMT- 05.....	141
Tabela A.2 - Ensaio CPT- 02 x PMT- 04.....	142
Tabela A.3 - Ensaio CPT- 02 x PMT- 08.....	142
Tabela A.4 - Ensaio DMT- 01 x PMT- 04.....	142
Tabela A.5 - Ensaio DMT- 01 x PMT- 08.....	143
Tabela A.6 - Ensaio DMT- 02 x PMT- 05.....	143
Tabela A.7 - Ensaio DMT- 01 x PMT- 04.....	143
Tabela A.8 - Ensaio DMT- 01 x PMT- 08.....	144
Tabela A.9 - Ensaio DMT- 02 x PMT- 05.....	144
Tabela A.10 - Ensaio SPT- 01 x PMT- 04.....	144
Tabela A.11 - Ensaio SPT- 01 x PMT- 08.....	145
Tabela A.12 - Ensaio SPT- 02 x PMT- 05.....	145
Tabela B.1 - Tipos de recobrimento e suas propriedades.....	150
Tabela D.1 - Valor de $(P_{gás} - P_{água})$ em função da profundidade.....	155

## RESUMO

ARAUJO, Sérgio Paulino Mourthé, M.S., Universidade Federal de Viçosa, maio de 2000. **O ensaio pressiométrico de Ménard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de gnaisse.** Orientador: Cláudio Henrique Carvalho Silva. Conselheiros: Enivaldo Minette, Eduardo Antônio Gomes Marques e Roberto Francisco de Azevedo.

Neste trabalho, realizou-se a análise de provas de carga executadas em uma sapata quadrada rígida e em um tubulão com base circular, assentes em solo residual de gnaisse, via ensaio pressiométrico de Ménard. As provas de carga foram executadas no campo experimental de fundações, do Departamento de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Viçosa. Executaram-se estimativas do comportamento das fundações analisadas, via ensaio pressiométrico de Ménard, utilizando-se dos principais métodos propostos para estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações rasas e profundas. Os parâmetros, necessários para estas análises, foram obtidos de ensaios pressiométricos do tipo Ménard, executados nas proximidades das estruturas estudadas. Comparando-se os resultados dessas análises com os resultados experimentais, medidos em provas de carga, tendo-se alcançado uma aproximação, razoavelmente, satisfatória. Além disso, procedeu-se um estudo comparativo entre os parâmetros pressiométricos e os obtidos em outros ensaios de campo e laboratório executados por outros autores, com o objetivo de se verificar a validade das correlações disponíveis entre estes ensaios, prevendo-se, adequadamente os resultados experimentais.

## ABSTRACT

ARAUJO, Sérgio Paulino Mourthé, M.S., Universidade Federal de Viçosa, may of 2000. **The use of Menard Pressuremeter for estimating bearing capacity and settlements of foundations placed on gneissic residual soils.** Advisor: Cláudio Henrique Carvalho Silva. Committee Members: Enivaldo Minette, Eduardo Antônio Gomes Marques and Roberto Francisco de Azevedo.

In this work it was performed the analysis of loading tests carried on a square rigid footing and on a belled pier placed on gneissic residual soil using correlations with Menard pressurometer testing results. The loading tests were performed at the experimental foundation site of the Department of Civil Engineering of the Federal University of Viçosa – MG. The behavior of these foundations were analysed in details though an extensive evaluation of bearing capacity and settlements by several methods proposed in the literature. The necessary parameters were obtained from Menard pressurometer tests performed at the site and close to the studied foundation structures. The results from these analysys compared well with those measured on the load tests. In addition, an detailed analysis comparing the strength parameters describing the soil behavior and obtained from Menard pressuremeter tests those obtained from other in situ tests such as CPT, SPT and DMT also performed on the site. The objective of this analysis was to verify the validity of some correlations between Menard pressuremeter test results and those in situ tests for the typical gneissic residual soil found at the experimental foundations site.

# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>..... INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	Objetivos	2
1.2	Justificativa do Estudo	3
1.3	Organização da tese	4
<b>2</b>	<b>.... O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO.....</b>	<b>5</b>
2.1	Desenvolvimento histórico	5
2.2	Tipos de pressiômetro e sua evolução	7
2.2.1	Pressiômetros de pré-furo	7
2.2.2	Pressiômetros autoperfurantes	8
2.2.3	Pressiômetros "cravados"	9
2.2.4	Pressiômetro de Ménard (MPM)	9
2.2.5	Evolução	12
2.3	Obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos e correlações	13
2.3.1	Parâmetros de deformabilidade	13
2.3.2	Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos	17
2.3.3	Tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{h0}$ )	21
2.3.4	Classificação dos solos	23
2.3.5	Correlações com parâmetros obtidos em outros ensaios	25
2.4	Aplicação a projetos de fundações	31
2.4.1	Método direto de Ménard	32
2.4.2	Capacidade de carga de fundações	33
2.4.3	Estimativa de recalques	45
<b>3</b>	<b>..... MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>50</b>
3.1	O Campo Experimental de Fundações do DEC/UFV	50
3.2	Caracterização geológico-geotécnica	51
3.3	Ensaio de campo e laboratório existentes	52

3.3.1	Determinação das propriedades geotécnicas do solo via ensaios laboratoriais	53
3.3.2	Determinação de propriedades do solo via a realização de provas de carga estática	56
3.3.3	Determinação das propriedades geotécnicas do solo via ensaios de campo	61
3.4	Ensaio Pressiométricos de Ménard	64
3.4.1	Descrição do equipamento utilizado	64
3.5	Metodologia do ensaio PMT	71
3.5.1	Saturação do sistema	71
3.5.2	Calibrações	72
3.5.3	Ensaio propriamente dito	76
3.5.4	Ensaio cíclicos e com descarregamento	80
3.6	Interpretação dos resultados dos ensaios pressiométricos	81
3.6.1	Resultados de ensaios cíclicos e com descarregamento	84
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS DOS ENSAIOS PRÉ-EXISTENTES .....</b>	<b>86</b>
4.1.	Resultados dos ensaios de laboratório realizados por ALMEIDA (2000) e MONTEIRO (1999)	86
4.2.	Resultados das Provas de Carga realizadas por LOPES (1997) e DA SILVA (2000)	89
4.3.	Resultados dos ensaios de cone (CPT)	92
4.4.	Resultados das sondagens à percussão (SPT)	93
4.5.	Resultados dos ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT)	97
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS.....</b>	<b>99</b>
5.1	Os ensaios pressiométricos realizados	100
5.1.1	Ensaio de calibração	102
5.1.2	Cálculo dos parâmetros dos ensaios PMT	104
5.1.3	Resumo dos resultados dos ensaios PMT	109
5.1.4	Avaliação do Módulo de Ménard	119
5.2	Estimativas da capacidade de carga	119
5.2.1	Estimativa da capacidade de carga da sapata estudada por LOPES (1997)	120
5.2.2	Estimativa da capacidade de carga do tubulão estudado por DA SILVA (2000)	122
5.3	Estimativa dos recalques	127
5.3.1	Estimativa de recalque da sapata estudada por LOPES (1997)	119

5.3.2 Estimativa dos recalques do tubulão estudado por DA SILVA (2000)	129
5.3.3 Correlações entre ensaios e parâmetros	130
<b>6 ..... CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>133</b>
6.1 Conclusões	133
6.2 Sugestões para trabalhos futuros	136
<b>7 ..... REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>137</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>142</b>
<b>ANEXO B .....</b>	<b>147</b>
<b>ANEXO C .....</b>	<b>152</b>
<b>ANEXO D .....</b>	<b>154</b>

# 1 INTRODUÇÃO

---

Em engenharia de fundações, a estimativa da capacidade de carga e dos recalques de um solo submetido aos esforços transmitidos por estruturas de fundação, sejam estas rasas, sejam profundas, pode ser feita através de métodos empíricos, semi-empíricos e/ou analíticos.

Nos métodos analíticos, os valores dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo (ângulo de atrito interno, coesão, módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson), obtidos em ensaios de laboratório e, ou, campo, são utilizados na verificação da validade de formulações matemáticas a serem empregadas para calcular tanto a capacidade de carga quanto os recalques de fundações.

Os métodos empíricos, no entanto, avaliam a tensão de ruptura e o recalque com base nas características do solo (classificação, compacidade ou consistência), obtidas via ensaios de campo ou laboratório e na experiência e tradição locais. A NBR-6122/96, a título de referência, propõe alguns valores de tensão admissível para diversos tipos de solo. Os recalques

correspondentes a tais tensões admissíveis são usualmente aceitáveis em estruturas convencionais.

Já nos métodos semi-empíricos, as propriedades do solo bem como a previsão de capacidade de carga e recalque, são feitas através de correlações entre parâmetros obtidos via ensaios de campo.

Dentre os ensaios de campo, destaca-se o ensaio pressiométrico, cuja característica fundamental é a de ser comparado a uma “miniprova de carga” executada dentro de um furo e cujo principal objetivo é determinar as características de tensão-deformação do solo “in situ”. Este ensaio de campo é muito utilizado na Europa há mais de quatro décadas, mas só nas duas últimas a sua difusão vem sendo feita no Brasil.

Dentre os métodos propostos para estimativa da capacidade de carga e recalque utilizando ensaios de campo em engenharia de fundações, os métodos que empregam resultados de ensaios pressiométricos possuem algumas vantagens inerentes sobre os demais. Ao contrário de outros ensaios de campo, como os de cone e os de palheta (Vane Test), o pressiômetro mede tanto as propriedades da deformabilidade dos solos quanto suas características de resistência limite ou de ruptura.

Outra vantagem destes métodos é que os resultados do ensaio pressiométrico representam o comportamento tensão-deformação de um volume relativamente grande de solo, fato este que não ocorre nos ensaios dilatométricos e de cone.

## **1.1 Objetivos**

O presente trabalho objetivou o estudo dos métodos de cálculo de capacidade de carga e a estimativa de recalques de fundações, utilizando-se os resultados do ensaio pressiométrico de Ménard. Numa primeira fase, foram executados ensaios pressiométricos no campo experimental de fundações do DEC/UFV para a calibração do equipamento e obtenção das características tensão-deformação do solo local. Em seguida, esses resultados foram usados no estudo do comportamento tensão-deformação (via curva carga x recalque)

de uma fundação superficial (sapata) e de uma fundação profunda (tubulão) executadas no local, através da comparação dos resultados de provas de carga estáticas executadas nessas fundações, com a previsão feita por métodos semi-empíricos baseados nos resultados dos ensaios pressiométricos realizados.

Os resultados dos ensaios pressiométricos foram também comparados com os disponíveis de ensaios tradicionais e especiais de laboratório (triaxiais, cisalhamento direto, oedométricos e de caracterização) e de campo (Ensaio Dilatométrico de Marchetti - DMT, Ensaio de Cone - CPT e Sondagens à Percussão - SPT), com a finalidade de verificar a validade dessas correlações disponíveis entre esses ensaios para os solos ensaiados.

Buscou-se, ainda, fazer uma análise crítica comparativa, utilizando os resultados obtidos dos ensaios "in situ", com os métodos empíricos consagrados na literatura técnica disponível na prática da engenharia de fundações.

## **1.2 Justificativa do estudo**

Com a necessidade de solucionar os problemas encontrados em engenharia de fundações relacionados com a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, capacidade de carga e estimativa de recalques de fundações rasas e profundas (que na maior parte dos casos não são satisfatoriamente resolvidos, devido ao elevado grau de conservadorismo, principalmente com relação aos altos coeficientes de segurança adotados neste tipo de serviço), nos últimos anos foram desenvolvidos novos equipamentos, técnicas e ensaios para determinação das características e dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos.

Nesse sentido, o Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa vem desenvolvendo pesquisas mediante a execução de provas de carga em fundações rasas e profundas e de ensaios de laboratório e de campo visando tanto à validação dos métodos de cálculo quanto à difusão dos ensaios de campo na comunidade geotécnica.

## 1.3 Organização da tese

Os assuntos deste trabalho estão contidos em capítulos com os seguintes títulos e seqüência:

**CAPÍTULO 1** - Introdução: apresentação sucinta, objetivos e justificativa do trabalho.

**CAPÍTULO 2** - O ensaio pressiométrico: desenvolvimento histórico, tipos de pressiômetro e sua evolução, obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos e correlações, aplicação a projetos de fundação.

**CAPÍTULO 3** - Material e métodos: descrição do Campo Experimental de Fundações do DEC/UFV, caracterização geológico-geotécnica, ensaios de campo e de laboratório, ensaios pressiométricos de Ménard, metodologia do ensaio PMT e interpretação dos resultados dos ensaios pressiométricos.

**CAPÍTULO 4** - Resultados dos ensaios pré-existentes: resultados dos ensaios de laboratório, das provas de carga, dos ensaios de cone (CPT), das sondagens à percussão (SPT) e dos ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT).

**CAPÍTULO 5** - Resultados e análise dos ensaios pressiométricos: ensaios pressiométricos realizados, estimativas da capacidade de carga, estimativa dos recalques, correlações entre ensaios e parâmetros.

**CAPÍTULO 6** - Conclusões e sugestões.

**CAPÍTULO 7** - Referências Bibliográficas.

Apresentam-se, ainda, os anexos A, B, C e D.

## **2 O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO**

---

### **2.1 Desenvolvimento histórico**

Segundo BAGUELIN et al. (1978), a primeira evidência documentada sobre um equipamento semelhante a um pressiômetro foi feita por Kögler em 1933, em que esse autor descreve um equipamento por ele criado e utilizado, semelhante a um “balão”, que, colocado e inflado dentro de um furo de sondagem, mede as propriedades de deformação do solo “in situ”. Estudos e ensaios realizados por AICHHORN (1957) no equipamento de Kögler comprovaram que esse ensaio era de interpretação bastante complexa, fato esse responsável pelo pequeno “impacto” gerado pelo equipamento e por esse ensaio no mundo. Entretanto, estudos recentes têm indicado que o formato das curvas tensão-deformação, provenientes de ensaios realizados pelo equipamento de Kögler em solos finos e bem graduados (argilas e areias finas), é semelhante ao obtido atualmente com o uso de equipamentos pressiométricos sofisticados.

O primeiro pressiômetro moderno foi desenvolvido no início da década de 50 por dois pesquisadores trabalhando de maneira independente: Fang na Universidade de Purdue e Ménard na Universidade de Illinois. O equipamento criado e patenteado por MÉNARD (1955) passou a ser conhecido mundialmente como o pressiômetro de Ménard. Esse equipamento teve suas primeiras utilizações práticas e comerciais na cidade de Chicago, em projetos de fundação, e desde então vem sendo o tipo de pressiômetro mais utilizado e comercializado no mundo. Ménard passou a ser conhecido como o “pai” do ensaio pressiométrico, já que ele não só desenvolveu o equipamento, como também criou os métodos para determinação das propriedades do solo “in situ” e, posteriormente, métodos de cálculo para o projeto de fundações.

O termo pressiômetro (ou sonda pressiométrica) foi utilizado pela primeira vez por MÉNARD (1955), para descrever o equipamento de ensaio por ele inventado. No entanto, o pressiômetro pode ser definido como um equipamento que aplica uma pressão hidráulica (líquido ou gás) às paredes de um furo de sondagem através de uma membrana flexível. Dessa forma, pode-se dizer que Kögler criou e trabalhou com o primeiro pressiômetro.

Existem várias definições criadas por pesquisadores para o termo pressiômetro (ou sonda pressiométrica). Dentre essas definições, destaca-se a de BAGUELIN et al. (1978), descrevendo a sonda pressiométrica como um dispositivo no qual se aplica uma pressão hidráulica através de uma membrana flexível às paredes de um furo. A definição de pressiômetro utilizada neste trabalho é a de uma sonda cilíndrica, projetada para aplicar uma pressão radial uniforme às paredes de um furo, através de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa do solo.

Diversos países, destacando-se a França (P94-110/91 – AFNOR), a Rússia (GOST 20.276-85) e os Estados Unidos (ASTM D-4.719/87), desenvolveram normas nacionais e especificações sobre ensaios pressiométricos.

No Brasil, devido à ausência de normas e especificações nacionais referentes a ensaios pressiométricos, utilizam-se as normas francesa e americana, já que estas tratam de pressiômetros de pré-furo que são os mais encontrados e utilizados no país.

Além disso, instituições e empresas especializadas têm publicado, ao longo dos anos, novos procedimentos recomendáveis pela boa prática em ensaios pressiométricos, como é o caso das empresas francesas APAGEO SEGELM e GEOMATEC.

Até então foram realizadas apenas quatro conferências internacionais dedicadas aos pressiômetros, sendo as duas primeiras, em Paris (1982) e Texas (1986), dirigidas às aplicações em obras “offshore” e, as demais, em Oxford (1990) e Quebec (1995), que trataram de todos os aspectos relacionados a ensaios pressiométricos.

## **2.2 Tipos de pressiômetro e sua evolução**

É importante salientar que a interpretação de um ensaio pressiométrico depende não só do tipo de solo, como também do pressiômetro utilizado, da técnica de instalação utilizada e do tipo de procedimento de ensaio adotado (tensão ou deformação controladas).

Vários procedimentos distintos de instalação da sonda pressiométrica no solo podem ser utilizados. Tais procedimentos têm o objetivo de reduzir ou eliminar os possíveis efeitos do amolgamento gerado pela inserção da sonda e, secundariamente, visam a uma melhor adaptação dessa técnica de ensaio “in situ” às diversas condições de subsolo.

Com relação às diferentes técnicas de instalação, podem ser citados três grupos de pressiômetros:

- Pressiômetros de pré-furo ou “prebored pressuremeters” (PBP’s).
- Pressiômetros autoperfurantes ou “self-boring pressuremeters” (SBP’s).
- Pressiômetros “cravados” ou “pushed-in pressuremeters” (PIP’s).

### **2.2.1 Pressiômetros de pré-furo**

Os pressiômetros de pré-furo (PBP’s) são colocados em furos previamente escavados, sendo a técnica de escavação conforme o tipo de solo. Existem várias versões deste tipo de equipamento, que são os pressiômetros mais utilizados em investigações de campo, os quais nos dias

atuais, são encontrados em diferentes versões em todo o mundo. Destaca-se, neste grupo o pressiômetro de Ménard (MPM), que é o único que possui a sonda pressiométrica com três células (tricelular), sendo duas células de guarda e uma central de medição. O equipamento de Ménard é dotado de um sistema de medição de variação de volume, enquanto outros modelos de pressiômetros possuem sistemas de medição dos deslocamentos radiais.

### **2.2.2 Pressiômetros autoperfurantes**

O pressiômetro autoperfurante foi proposto por JÉZÉQUEL et al. (1968), no Laboratório Central de Ponts et Chaussées (LCPC), após estudarem a influência da metodologia de execução do ensaio pressiométrico, questionando as técnicas de instalação dos pressiômetros de pré-furo. Esses pesquisadores concluíram que o amolgamento provocado no solo pela realização das escavações e posterior colocação da sonda pressiométrica afetava significativamente os resultados do ensaio. Assim, em 1968, foi criado e utilizado o primeiro pressiômetro autoperfurante (PAF-68), com o objetivo de verificar o que aconteceria se a sonda pressiométrica fosse introduzida no solo sem a necessidade de pré-furo. Teoricamente, os pressiômetros autoperfurantes não causam distúrbios no solo circunvizinho, mas, na prática, sabe-se que pequenos distúrbios são gerados durante a sua instalação, porém é possível minimizá-los suficientemente. Para tal, esses equipamentos requerem uma instalação muito cuidadosa, que deve ser realizada por uma equipe bem treinada.

Dentre os tipos mais conhecidos desta modalidade de pressiômetros, podem-se citar o Pressiômetre Autofureur (PAF), desenvolvido por JÉZÉQUEL (1968); e o Cambridge Self-Boring Pressuremeter (CSBP), desenvolvido a partir de uma célula de carregamento autoperfurante (ou Camkometer) e criado por Wroth em 1973. A diferença básica desses dois tipos de pressiômetros auto-perfurantes monocelulares está no sistema de medição de deformação. A sonda francesa (PAF) é equipada com um sistema de medida de variação de volume semelhante ao utilizado no pressiômetro de Ménard (MPM), enquanto a sonda inglesa é equipada com transdutores de deslocamento radiais.

### **2.2.3 Pressiômetros "cravados"**

Os pressiômetros que são “empurrados” contra o solo (inserção direta) são os do tipo “pushed-in pressuremeters” (PIP’s) ou pressiômetros “cravados”, e foram desenvolvidos no final da década de 70. Esses ensaios pressiométricos são mais rápidos que os demais, entretanto produzem distúrbios repetidos e grande amolgamento do solo durante a sua instalação. Dependendo do sistema de reação empregado, tais pressiômetros podem ser utilizados nos mesmos tipos de solos onde são realizados ensaios de cone (CPT). Incluem-se nestes tipos de pressiômetros as sondas de grande deslocamento (Full Displacement Pressuremeters - FDP.) ou cones pressiométricos e as sondas de paredes finas.

Segundo SCHNAID (2000), os cones pressiométricos foram inventados basicamente para a utilização em obras “offshore”, mas, recentemente, novas versões similares adaptadas a caminhões vêm sendo utilizadas em obras “onshore”. No protótipo original do cone pressiométrico, um pressiômetro de 43,7 mm de diâmetro é acoplado a uma ponteira cônica de 15 cm<sup>2</sup> de seção transversal. O procedimento deste tipo de ensaio pressiométrico segue uma seqüência padronizada, ou seja, com o cone sendo cravado no terreno a uma velocidade de 2 cm/s e a profundidades predeterminadas, a penetração é interrompida para que se possa expandir a sonda pressiométrica. A interpretação desse ensaio é mais complexa que nos demais ensaios pressiométricos, pois a expansão da cavidade cilíndrica do pressiômetro ocorre em um solo já amolgado pela penetração do cone.

### **2.2.4 Pressiômetro de Ménard (MPM)**

O pressiômetro de Ménard (MPM) é um tipo de pressiômetro PBP (“prebored pressuremeter”) ou pressiômetro de pré-furo.

O protótipo desenvolvido por MÉNARD (1955) difere do equipamento documentado por Kögler basicamente no que diz respeito à sonda pressiométrica, que, em vez de ser uma única câmara longa, é composta por três câmaras superpostas, sendo uma central de medição, uma inferior e outra superior, chamadas de células de guarda. As células de guarda “protegem” a célula central dos efeitos causados pelo comprimento finito do aparelho,

confinando e induzindo-a a expandir apenas na direção radial. Assim, pode-se simular que a sonda tenha comprimento infinito, e, como conseqüência, cria-se em torno da célula central uma condição de deformação plana radial. A condição de deformação plana induzida à célula central simplifica e facilita enormemente a interpretação desse ensaio.

Considerando o solo a ser ensaiado como um meio elástico, pode-se utilizar a teoria de LAMÉ (1852) para calcular o módulo de Young. No caso de o meio apresentar comportamento elastoplástico, pode ser adotada a formulação elastoplástica tipo Tresca, proposta por BISHOP et al. (1945) e geralmente utilizada para determinação da resistência ao cisalhamento num material sem atrito. Este último caso foge dos objetivos e do escopo deste trabalho.

Existem três tipos de pressiômetros de Ménard:

- ❑ Tipo E: foi o primeiro a ser criado e não é fabricado nem vendido atualmente
- ❑ Tipo GC: o mais utilizado e tem seu uso destinado a ensaios em solos (Figura 2.1).
- ❑ Tipo GB: existem poucos em utilização no mundo e são utilizados para ensaios em rochas.



**Figura 2.1 – Pressiômetro de Ménard G-200 fabricado pela GEOMATEC**

A principal diferença construtiva dos pressiômetros do tipo GC está no fato de estes não possuírem três células independentes (uma central e duas de guarda), mas sim de uma única célula separada e devidamente contida e localizada no interior de um recobrimento ao longo do corpo da sonda. Os vazios nas extremidades da célula central formam as células de guarda.

Dentre as causas da existência destes diferentes modelos de pressiômetros de Ménard, pode-se citar:

- A necessidade de adaptação do ensaio a uma grande variedade de tipos de solos e rochas a serem investigados, sendo as primeiras séries de pressiômetros (tipo E) projetadas para ensaiar solos moles a rijos (ou fofos a compactos, no caso de solos arenosos). Atualmente existem versões capazes de realizar ensaios em rochas sãs.
- A necessidade de correção de problemas construtivos e tecnológicos das versões primárias.

No Brasil, o ensaio pressiométrico de Ménard começou a ser difundido por volta de 1975, quando centros de pesquisa como a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (BRANDT, 1978; TOLEDO FILHO, 1986) e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul começaram a utilizar o equipamento de maneira acadêmica. Pode-se, ainda, citar o livro publicado por LIMA (1979) como um dos trabalhos pioneiros envolvendo esse assunto.

Não existem muitas informações sobre a utilização do pressiômetro de Ménard, nem de outros tipos de pressiômetros na prática corrente de fundações no Brasil, embora boa parte da comunidade geotécnica saiba que na França, desde 1957, mais de 300.000 construções públicas tiveram seus estudos geotécnicos baseados exclusivamente em resultados de ensaios pressiométricos de Ménard.

Na Tabela 2.1, mostra-se uma comparação do potencial de obtenção de parâmetros geotécnicos conforme o tipo de pressiômetro.

**Tabela 2.1 – Potencial de utilização do ensaio pressiométrico**

Tipo de pressiômetro	Parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos										
	u	f'	C <sub>u</sub>	D <sub>r</sub>	m <sub>v</sub>	C <sub>v</sub>	K	G	s <sub>h</sub>	OCR	s <sub>xe</sub>
<b>PBP</b>	N	C	B	C	B	C	N	B	C	C	C
<b>SPB</b>	A	A	A	A	A	A	B	A	A	A	A
<b>PIP</b>	B	C	B	C	C	A	B	A	C	C	C
<b>Cone PIP</b>	B	C	B	C	C	A	B	A	C	C	C

Legenda: A-bom; B-moderado; C-fraco; N-impossível.

Fonte: adaptado de CLARKE (1995).

### 2.2.5 Evolução

Os avanços obtidos na análise e interpretação de resultados de ensaios pressiométricos têm ocorrido paralelamente ao desenvolvimento das técnicas de ensaio e dos equipamentos. A criação do pressiômetro autoperfurante talvez tenha sido a evolução mais marcante, como um todo, desde a época da criação do equipamento de Ménard. Entretanto, novos sistemas de medição estão sendo utilizados em pressiômetros modernos, sendo estes novos equipamentos equipados com transdutores elétricos, tanto de pressão como de deslocamento. Com isso, medições mais acuradas podem ser efetuadas durante a realização do ensaio, permitindo-se medir a pressão aplicada e a expansão gerada em vários níveis da célula.

A automação desses ensaios vem permitindo ao operador um controle de tensões ou de deformações, numa velocidade constante ou incremental.

Dentre os avanços das técnicas empregas nesses ensaios, destaca-se a realização de ensaios cíclicos, que permitem a obtenção mais acurada dos parâmetros de deformabilidade do solo (módulos de elasticidade transversal e módulos pressiométricos ou de Ménard), através de ciclos de carregamento e descarregamento.

Na Tabela 2.2, mostra-se a aplicabilidade dos diferentes tipos de pressiômetros em relação a diferentes tipos de solos.

**Tabela 2.2 - Aplicabilidade dos ensaios pressiométricos**

Tipo de pressiômetro	Rocha		Tipo de Solo				
	Sã	Branda	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	Turfa
PBP	A	A	B	B	B	A	B
SBP	N	A	N	B	A	A	A
PIP	N	N	N	B	A	A	B
Cone PIP	N	N	N	A	A	A	A

Legenda: A-Boa; B-Moderada; C-Baixa, N: Impossível.

Fonte: adaptado de CLARKE (1995).

## **2.3 Obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos e correlações**

As análises realizadas nos ensaios pressiométricos de pré-furo, para obtenção de parâmetros de engenharia, são conduzidas, assumindo-se que os distúrbios gerados nas paredes do pré-furo provenientes das operações de escavação e inserção da sonda são mínimos e não afetam as propriedades do solo. Dentre esses parâmetros obtidos diretamente pelo método de Ménard, podem-se destacar o módulo pressiométrico ou módulo de Ménard ( $E_m$ ) e a pressão limite ( $p_l$ ).

Nos parágrafos subseqüentes serão apresentados os principais parâmetros obtidos diretamente dos ensaios pressiométricos de pré-furo com tensão controlada, em especial o ensaio pressiométrico de Ménard, segundo as normas francesa P94-110/91 AFNOR e americana ASTM D-4.719/87.

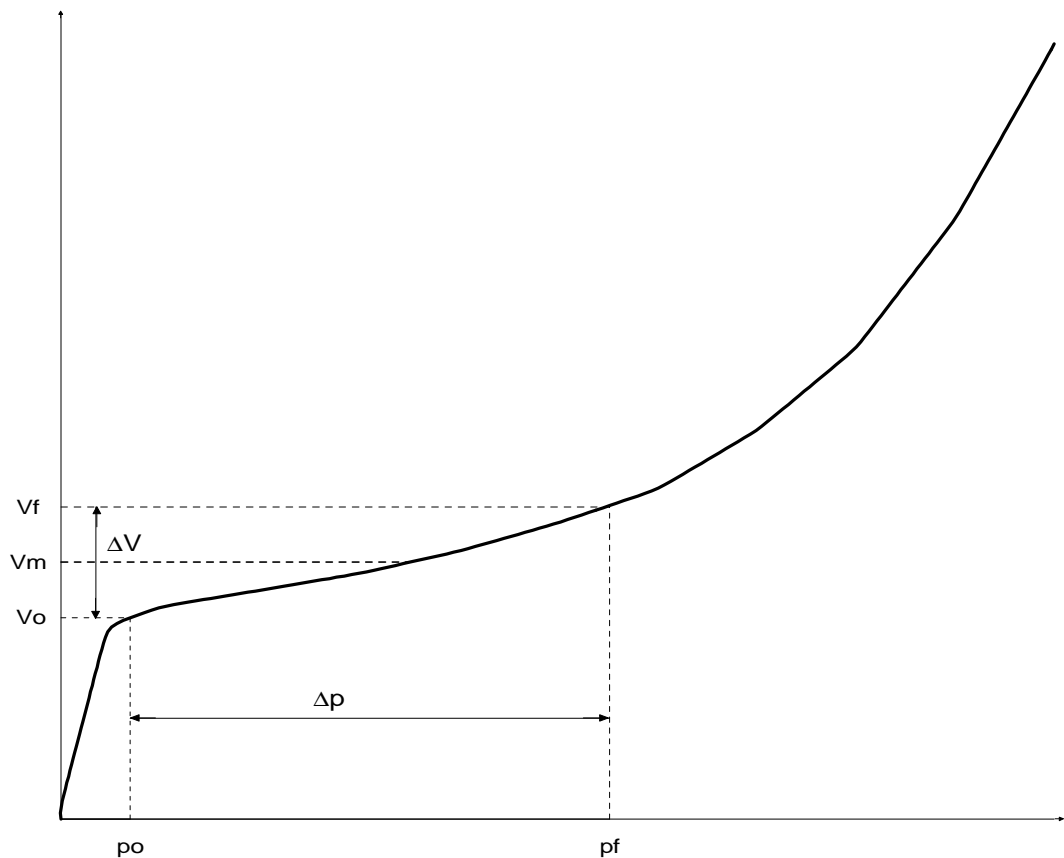
### **2.3.1 Parâmetros de deformabilidade**

Os parâmetros de deformabilidade obtidos a partir de ensaios pressiométricos partem da hipótese de que a linearidade do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica relaciona-se com o comportamento linear e elástico dos solos. Assim, pode-se aplicar a solução da teoria da elasticidade

para expansão de uma cavidade cilíndrica em um meio elástico e infinito (LAMÉ, 1852), cuja equação simplificada é

$$G = V \cdot (Dp / DV) \quad (1)$$

sendo G o módulo de elasticidade transversal, p a pressão na cavidade e V o volume da cavidade.



**Figura 2.2 – Resultado típico de um ensaio pressiométrico de Ménard com detalhamento do trecho pseudo-elástico.**

Nesta fase, o valor de  $(\Delta p / \Delta V)$ , que equivale ao coeficiente angular do trecho pseudoelástico da curva pressiométrica corrigida, permanece constante durante o ensaio, enquanto o volume V, correspondente ao volume da cavidade, varia constantemente.

BAGUELIN et al. (1978) relataram que o valor de V poderia ser tomado em função do valor do ponto médio entre o volume inicial (V<sub>0</sub>) e o final (V<sub>f</sub>) da fase pseudoelástica da curva pressiométrica corrigida, ou seja:

$$V = V_s + V_m = V_s + (V_0 + V_f) / 2 \quad (2)$$

em que  $V_s$  é o volume inicial da célula central ou da sonda no repouso,  $V_0$  é o volume correspondente ao início do trecho pseudoelástico da curva pressiométrica corrigida,  $V_f$  é o volume correspondente ao final do trecho pseudoelástico da curva pressiométrica corrigida e  $V_m$  é o volume médio de expansão da sonda no trecho pseudo-elástico, conforme mostrado na Figura 2.2.

Neste caso, tem-se

$$G = (V_s + V_m) \cdot (Dp / DV) \quad (3)$$

Assumindo as hipóteses anteriores, pode-se reescrever  $G$  em função de  $E$  utilizando a relação abaixo:

$$G = E / [2 (1 + \nu)] \quad (4)$$

Nessa expressão,  $E$  é o módulo de elasticidade e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson. Segue-se que

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_s + V_m) \cdot Dp / DV \quad (5)$$

Portanto, pode-se, então, dizer que

$$E_m = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot [V_s + (V_f - V_0) / 2] \cdot Dp / DV \quad (6)$$

em que  $E_m$  é o módulo de Ménard ou pressiométrico.

Esse parâmetro de deformabilidade do solo, quando obtido via ensaios pressiométricos, é chamado de módulo pressiométrico, podendo também ser denominado módulo de Ménard ( $E_m$ ) quando forem utilizados os procedimentos descritos anteriormente (propostos por Ménard) para pressiômetros de pré-furo.

Devido ao fato de o ensaio não permitir avaliar ambos os parâmetros elásticos ( $E, \nu$ ), é usual arbitrar-se o valor de  $\nu$ . Uma argila saturada, em

condições não drenadas, teria um coeficiente de Poisson  $\nu \cong 0,5$ . Na Tabela 2.3, apresentam-se alguns valores típicos do coeficiente de Poisson.

**Tabela 2.3 – Valores típicos do coeficiente de Poisson**

<b>Solo</b>	<b>n</b>
Areia pouco 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).

Em 1967, o Centre d' Études Ménard propôs um valor constante de 0,33 para o coeficiente de Poisson. A norma americana ASTM D-4.779/87 apresenta a equação (6) e recomenda que seja utilizado o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

Para aplicações práticas, o módulo de Ménard pode ser calculado pela expressão (7), em que o valor de K (coeficiente da sonda), definido pela expressão (7a), pode ser assumido como constante para determinado tipo de sonda. Assim, para as sondas BX, assumindo-se  $V_m \cong 200 \text{ cm}^3$  e  $V_s \cong 505 \text{ cm}^3$ ,  $K \cong 2.000 \text{ cm}^3$ , sendo o módulo de Ménard calculado segundo a expressão (7b). De modo geral, K varia de 2.000 a 2.700  $\text{cm}^3$ .

$$E_m = K [(p_f - p_0) / (V_f - V_0)] = K \cdot D_p / DV \quad (7)$$

$$K = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_s + V_m) = 2,66 \cdot (V_s + V_m) \quad (7a)$$

$$E_m = 2000 \cdot D_p / DV \quad (7b)$$

Existem algumas limitações na definição do módulo de deformabilidade do solo, como o fato de ser dúbia a condição “drenada” ou “não drenada” do ensaio em alguns casos e a imposição implícita do comportamento linear do solo na interpretação do ensaio.

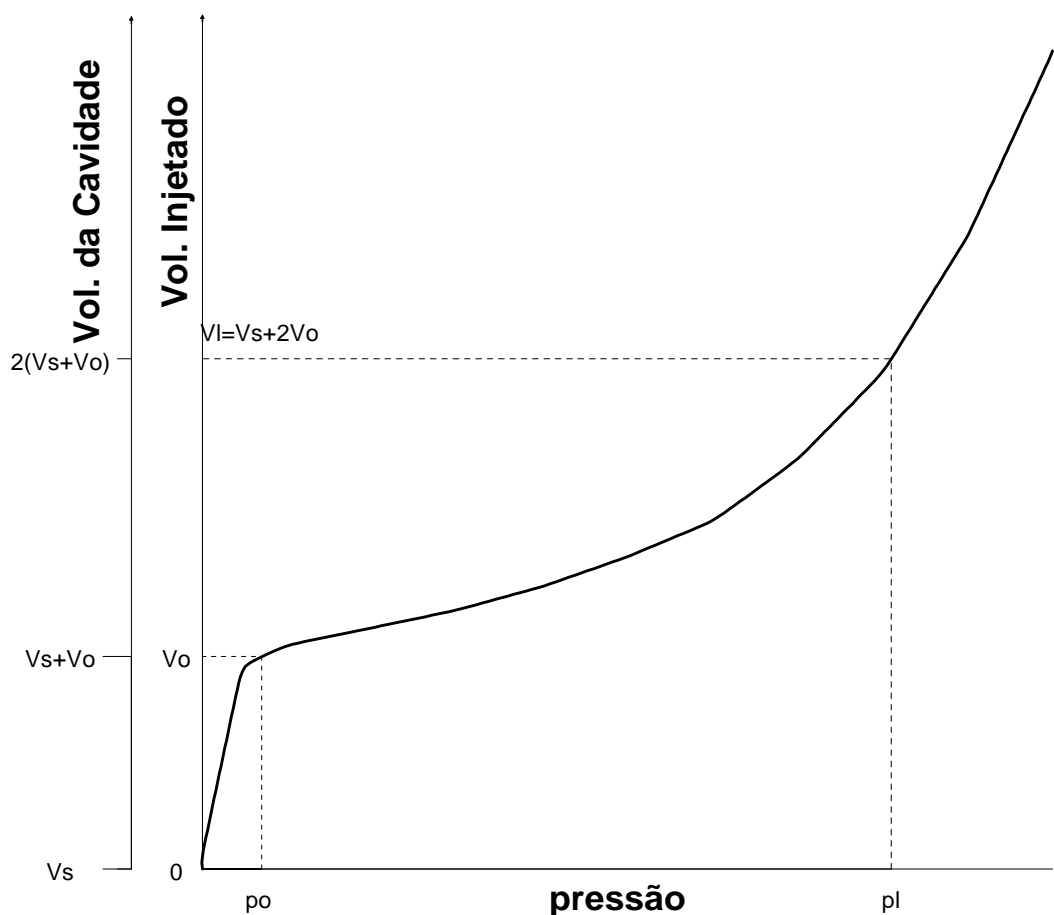
## 2.3.2 Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos

### 2.3.2.1 Conceito de pressão limite ( $p_l$ )

A pressão limite é definida como a máxima pressão atingida num ensaio pressiométrico para a qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente. No entanto, na prática não é possível atingir essa pressão, já que a expansão da membrana é limitada (700 a 750 cm<sup>3</sup>). Portanto, a pressão limite pode ser obtida, extrapolando-se a curva corrigida do ensaio para o caso hipotético de um volume tendendo ao infinito.

Em outras palavras, pode-se dizer 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 ( $V_i = V_s + V_0 \cong 700 \text{ cm}^3$ ).

Ménard redefiniu a pressão limite como a pressão requerida para dobrar o volume inicial da cavidade ( $V_i = V_s + V_0$ ), ou seja,  $V_i = 2V_i$ . Isso ocorre a um volume  $V_i$ , sendo  $V_i - V_0 = V_i = V_s + V_0$ . Portanto, em termos de volume injetado ou lido no volumímetro ( $\Delta V$ ), tem-se  $V_i = V_s + 2V_0$  (conforme ilustrado na Figura 2.3).



Fonte: adaptado de BAGUELIN et al. (1978)

**Figura 2.3 – Pressão limite: relação entre o volume injetado e o volume da cavidade.**

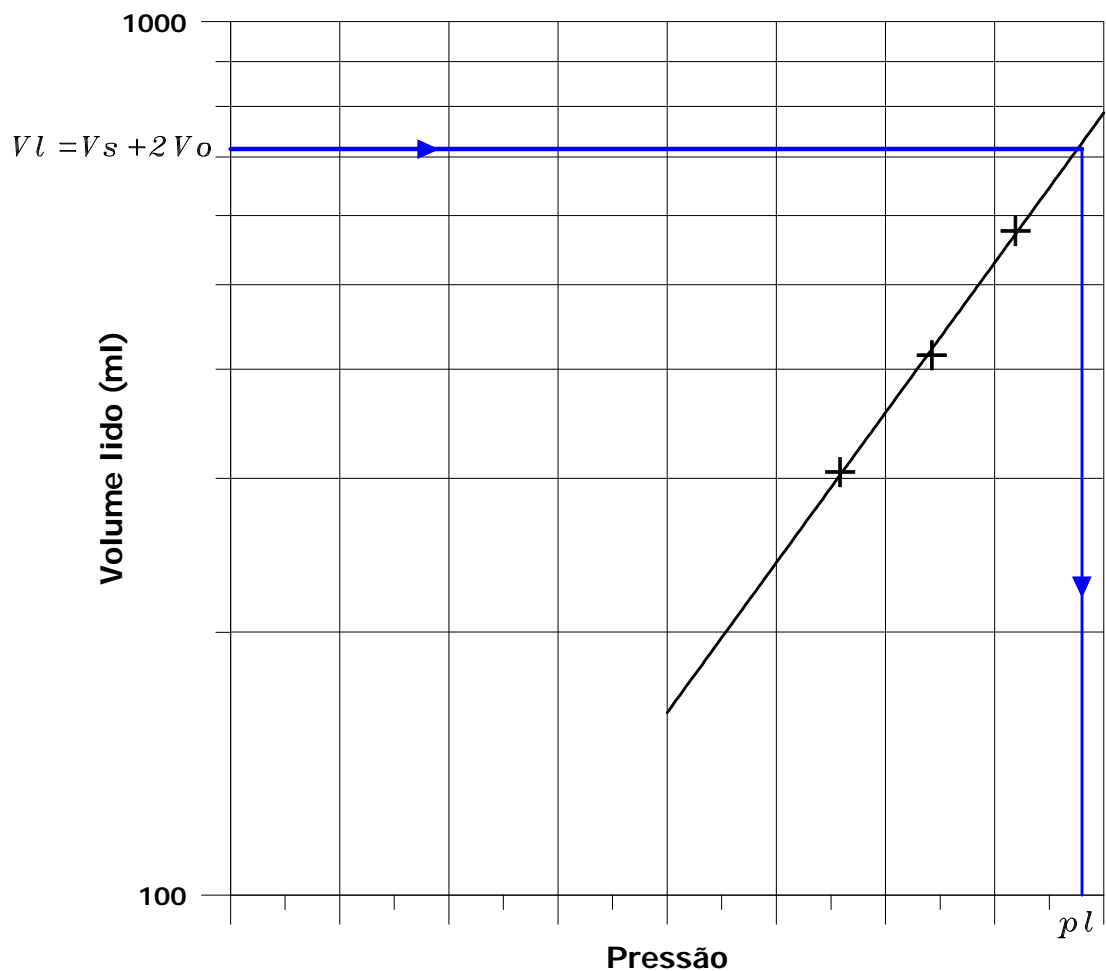
A pressão limite não é uma propriedade fundamental dos solos, mas é utilizada em cálculos de capacidade de carga de fundações e para determinação de outros parâmetros de resistência do solo, que podem ser empregados para comparação com parâmetros obtidos em outros ensaios.

Existem várias maneiras para obtenção da pressão limite, que vão desde uma simples extrapolação manual da curva pressiométrica até métodos mais elaborados como os procedimentos gráficos. BAGUELIN et al. (1978) citaram alguns métodos para extrapolação da curva pressiométrica corrigida para obtenção da pressão limite (Gibson e Anderson, 1961; Van Wanbeke e D'Henricourt, 1971; Jézéquel, 1974).

Neste trabalho, utilizou-se uma adaptação do método proposto pelas normas americana e francesa, além do próprio Ménard, desde que a pressão

de fluência ou de Creep tenha sido atingida. Esse método baseia-se em um gráfico semilogarítmico, onde são plotados nas abcissas alguns valores de pressão correspondentes à fase plástica do solo e, nas ordenadas, os valores das variações de volume injetado correspondentes a essas pressões, em escala logarítmica. Normalmente, três pares de valores são suficientes para determinação da pressão limite. Interpolam-se esses pontos prolongando a reta interpolada até o valor correspondente ao volume  $V_l = V_s + 2V_0$ . A respectiva abcissa desse ponto corresponde à pressão limite ( $p_l$ ).

A Figura 2.4 ilustra, graficamente, o processo utilizado neste trabalho para obtenção da pressão limite ( $p_l$ ).



**Figura 2.4 – Método utilizado neste trabalho para a obtenção da pressão limite.**

### 2.3.2.2 Pressão de fluência ou de Creep ( $p_f$ )

A pressão de Creep ou de fluência 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.

Embora a pressão de fluência não seja 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 ou de fluência.

- **Curva de Creep ou de fluência**

A finalidade da curva de Creep é evitar ambigüidades 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 de 60 e 30 segundos ( $V_{60}-V_{30}$ ), após a estabilização do incremento de pressão aplicado. O método para obtenção das pressões horizontal inicial e de Creep consiste em encontrar os valores das pressões correspondentes às intersecções entre as três retas que podem ser ajustadas no referido gráfico. A determinação da curva de fluência e a obtenção das pressões horizontal inicial e de fluência são mostradas nas Figuras 5.5 e 5.7.

Quando a curva de Creep não se apresenta de forma semelhante à esperada, principalmente na fase inicial, impossibilitando a estimativa de  $p_0$ , pode-se inferir que o ensaio foi iniciado com pressões muito elevadas.

### 2.3.3 Tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{h0}$ )

Outro parâmetro que pode ser estimado em um ensaio pressiométrico de Ménard é a tensão horizontal no repouso do solo ( $\sigma_{h0}$ ). Porém, são grandes as possibilidades de erro nessa tentativa de estimativa.

Essa pressão horizontal inicial é geralmente tomada como a pressão correspondente ao início da fase pseudoelástica da curva pressiométrica típica corrigida. Entretanto, em ensaios pressiométricos com pré-furo, a pressão inicial  $p_0$  não corresponde necessariamente à magnitude de  $\sigma_{h0}$  devido às perturbações causadas durante a execução do pré-furo e da instalação da sonda pressiométrica (amolçamento gerado no solo, efeitos de variações no estado de tensão durante a escavação e em alguns casos, devido à pressão de fluido estabilizante). Portanto, se o pressiômetro fosse inserido num terreno “sem perturbação”, a pressão horizontal inicial  $p_0$  corresponderia ao estado de tensão  $\sigma_{h0}$ . Na prática, verifica-se que a pressão horizontal no repouso é um pouco maior que a pressão inicial  $p_0$  estimada nos ensaios com pré-furo.

Várias evidências têm levado a crer que o pressiômetro autoperfurante é o ensaio pressiométrico com maior potencial para avaliação satisfatória desse índice, ainda assim possuindo suas limitações em solos residuais devido aos efeitos de sucção gerados na presença de água durante o processo de instalação desses tipos de sondas auto-perfurantes.

Dentre os métodos sugeridos para obtenção da tensão horizontal inicial a partir de dados fornecidos pelo ensaio pressiométrico citam-se os de BAGUELIN et al. (1978), BRIAUD (1992) e CLARKE (1995).

BRANDT (1978) sugeriu um método gráfico bastante simples para obtenção da tensão  $\sigma_{h0}$ . Nesse método, a tensão  $p_0$  correspondente à tensão horizontal do solo no repouso é obtida pelo ponto de intersecção de duas retas traçadas na curva pressiométrica: uma paralela ao trecho pseudoelástico e outra tangente ao trecho de recompressão da sonda no furo. Naturalmente, sente-se a necessidade de valores de referência para que haja confiabilidade desse método, já que ele não apresenta qualquer justificativa teórica, de maneira semelhante à determinação da tensão de pré-adensamento proposta por Casagrande em 1936.

Segundo TOLEDO FILHO (1986), outro método de estimativa da tensão horizontal no repouso em argilas rijas, baseado na resistência ao cisalhamento do solo, foi proposto por Marsland e Randolph em 1977. Nesse método, não menos suscetível de erro de julgamento, arbitram-se valores para  $p_0$ . Em seguida, conhecendo o valor da pressão limite ( $p_l$ ), calcula-se o valor da coesão não drenada ( $C_u$ ), segundo a teoria de PALMER (1972). Finalmente, marcam-se no gráfico da curva corrigida (no eixo das abcissas – pressões corrigidas) os pontos correspondentes a  $(p_0+C_u)$ , verificando-se qual ponto corresponde ao trecho em que a curva corrigida se torna significativamente não linear. O ponto que melhor se ajusta a essa condição corresponde à pressão inicial ( $p_0$ ).

JÉZÉQUEL et al. (1968) determinaram dois problemas práticos na determinação desse parâmetro. O primeiro é que, se o diâmetro do furo for muito grande em relação ao da sonda, a resistência do conjunto membrana e recobrimento pode vir a ser significativa quando comparada com as pressões (normalmente baixas) para se atingir o valor de  $\sigma_{h0}$ . Esses autores também citaram que, devido à existência de poucos pontos no trecho inicial da curva, a determinação de  $\sigma_{h0}$  é imprecisa. Em razão disso, nos ensaios realizados neste estudo, procurou-se trabalhar com incrementos de pressão baixos no início do ensaio, para que se pudesse ter maior quantidade de pontos na curva do ensaio e, conseqüentemente, melhores condições para a estimativa de  $p_0$ .

### 2.3.3.1 Coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ )

É fácil concluir que, conhecendo a tensão horizontal efetiva inicial ( $s'_{ho}$ ), o peso específico do solo e a presença do lençol freático, pode-se calcular a tensão vertical efetiva ( $s'_{vo}$ ) nessa profundidade e, conseqüentemente, o coeficiente de empuxo no repouso –  $K_0$ , pela expressão

$$K_0 = \frac{s'_{ho}}{s'_{vo}} \quad (8)$$

### 2.3.4 Classificação dos solos

Os intervalos de valores das pressões limite, de Creep e dos módulos pressiométricos, além das razões entre esses parâmetros, fornecem algumas indicações da natureza das camadas de solo investigadas.

A classificação do solo utilizando artifícios descritos anteriormente é de grande importância em ensaios sem escavação prévia (ensaios auto-perfurantes ou de inserção direta). No caso dos ensaios pressiométricos com pré-furo, os resultados dessas correlações para classificação do solo são completados pelo exame visual e tátil das amostras retiradas por trados ou outros tipos de amostradores, utilizados na escavação do pré-furo.

A forma da curva pressiométrica corrigida pode ser utilizada na identificação dos principais tipos de solo, sendo isso possível com maior precisão em curvas obtidas com pressiômetros autoperfurantes. Também, pode-se obter uma indicação qualitativa do tipo de solo através da curva de descarregamento de um ensaio pressiométrico auto-perfurante (CLARKE, 1995).

Um método alternativo de classificação dos solos segundo os parâmetros obtidos via ensaios pressiométricos de Ménard pode ser pela correlação da rigidez representada na parte inicial da curva do ensaio com a resistência representada pela parte final dessa curva. Correlações entre os parâmetros  $p_l$ ,  $p_f$  e  $E_m$  são utilizadas neste tipo de classificação.

Na Tabela 2.4, mostra-se esse tipo de classificação segundo a correlação  $E_m/p_l$  (BAGUELIN et al., 1978).

Os intervalos de variação dos valores das relações entre o módulo pressiométrico e a pressão limite são também de acordo com o tipo de solo em estudo. Por exemplo, elevados valores de  $E_m/p_l$  (de 12 a 30) são típicos de solos sobreadensados e valores baixos dessa relação (de 5 a 8) prevalecem mais em solos aluvionares normalmente adensados (areias, pedregulhos e areias siltosas saturadas).

Segundo BAGUELIN et al. (1978), alguns autores sugerem o estudo sistemático desse tipo de relação, para se conseguirem intervalos de variação menores de forma a caracterizar melhor os diferentes tipos de solo.

**Tabela 2.4 – Classificação dos solos em função de  $E_m/p_l$**

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>E_m / p_l</math></b>
Areias fôfas a pouco compactas	4-7
Areias medianamente compactas a compactas	7-10
Turfas	8-10
Argilas moles a rijas	8-10
Argilas rijas a duras	10-20
Loess <sup>(1)</sup>	12-15
Solo de alteração de rocha <sup>(2)</sup>	8-40
Notas:	
1. Loess: material fino depositado pelo vento.	
2. Para solos de alteração ou em rochas alteradas, o valor de $E_m/p_l$ varia conforme o grau de alterabilidade desses solos e rochas.	

Fonte: CLARKE (1995).

Na Tabela 2.5, apresentam-se alguns valores de  $E_m$  e  $p_l$  para alguns tipos de solos.

**Tabela 2.5 – Valores típicos de  $E_m$  e  $p_l$**

<b>Tipos de solos</b>	<b><math>E_m</math> (kPa)</b>	<b><math>p_l</math> (kPa)</b>
Turfa	200 - 1.500	20 - 150
Argila mole	500 - 3.000	50 - 300
Argila média	3.000 - 8.000	300 - 800
Argila rija	8.000 - 40.000	600 - 2.000
Calcário argiloso	5.000 - 60.000	600 - 4.000
Areia siltosa fôfa	500 - 2.000	100 - 500
Silte	2.000 - 10.000	200 - 1.500
Areias e pedregulhos	8.000 - 40.000	1.200 - 5.000
Areias sedimentares	7.500 - 40.000	1.000 - 5.000
Calcário	80.000 – 20.000.000	3.000 - 10.000
Aterros jovens	500 - 5.000	50 - 300
Aterros antigos	4.000 - 15.000	400 - 1.000

Fonte: GAMBIM e ROSSEAU (1975).

Correlações e intervalos de variação entre a pressão limite e a de fluência ( $p/p_i$ ) podem também ter utilidade, porém necessitam ser validadas para uso prático. Valores típicos dessa relação para solos argilosos variam de 1,6 a 1,8; já em areias, essas razões podem assumir valores superiores a 2 (BAGUELIN et al., 1978).

### **2.3.5 Correlações com parâmetros obtidos em outros ensaios**

As correlações entre os vários ensaios realizados em solos, em especial entre os ensaios de campo, são objeto de vários estudos. As principais razões dessas pesquisas são:

- Promover melhor entendimento do comportamento fundamental dos solos, já que diferentes ensaios fazem com que o solo “reaja” de formas diferentes, tal como as deformações com relação ao tempo em que estas ocorrem.
- Investigar uma maneira econômica de se determinarem parâmetros físicos dos solos que podem ser utilizados em equações clássicas de capacidade de carga. O objetivo, neste caso, é substituir um ensaio mais caro por outro de menor custo.
- Promover uma maneira de estimar os resultados de diferentes ensaios que foram realizados num local específico. Se essas comparações se mostrarem não representativas entre esses tipos de ensaios realizados nesse mesmo local, é razoável admitir que um deles, ou ambos, não foi devidamente conduzido. Outra possibilidade é de que a correlação seja válida, mas a descrição do solo esteja incorreta, já que várias correlações se adequam a determinado tipo de solo.
- Permitir a identificação do tipo de solo sem a necessidade de amostragem e um contato físico ou visual com o solo.

Essas comparações devem ser entendidas em termos globais, já que se pode observar uma grande dispersão de resultados nessas comparações. Tal dispersão se deve à grande variação de tipos de solos e condições nas quais

estes são normalmente encontrados na natureza. Outro fator responsável por esta dispersão é o fato de os procedimentos-padrão dos diferentes ensaios nem sempre serem devidamente seguidos ou respeitados, além da maior ou menor influência da técnica operacional utilizada na execução do ensaio.

### **2.3.5.1 Correlações entre o PMT e DMT**

Alguma informação existe no que se refere a correlações entre parâmetros obtidos via ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT) e ensaios pressiométricos (PMT). Essas correlações entre parâmetros obtidos via ensaios pressiométricos e dilatométricos são de grande valor prático para projetistas de fundações rasas e profundas, destacando-se nesses estudos os engenheiros franceses, devido à vasta experiência acumulada deles no uso de parâmetros pressiométricos em aplicações práticas em engenharia de fundações. Algumas dessas correlações são citadas por MARCHETTI (1997) e indicadas abaixo:

$$P_0 / p_l = 0,8 \text{ (apud Schmertmann, 1987)} \quad (9)$$

em que  $P_0$  é a pressão inicial obtida no ensaio dilatométrico, e  $p_l$  é a pressão limite.

$$E_p = 0,4 E_D \text{ (apud Kalteziotis et al., 1991)} \quad (10)$$

em que  $E_p$  e  $E_D$  são, respectivamente, os módulos pressiométricos e dilatométricos.

DUMAS (1992) utilizou resultados de DMT na verificação de ensaios de projetos de compactação dinâmica. Segundo esse autor, o recalque calculado pelo DMT teve boa aproximação com o recalque calculado utilizando resultados de PMT.

ORTIGÃO et al. (1996) utilizou tanto o ensaio pressiométrico de Ménard quanto o ensaio dilatométrico de Marchetti em estudos de investigação de camadas de argila porosa na cidade de Brasília, obtendo bons resultados na comparação dos módulos de elasticidade obtidos nos dois ensaios.

No que diz respeito às correlações entre os parâmetros obtidos via ensaios DMT e PMT, outras contribuições foram feitas por LUTENEGGER (1988) e Sawada em 1995.

### 2.3.5.2 Correlações entre a resistência de ponta ( $R_p$ ou $q_c$ ) e a pressão limite ( $p_l$ )

Correlações entre  $R_p$  e  $p_l$  foram desenvolvidas teoricamente e comprovadas experimentalmente. Verificou-se que existe proporcionalidade entre a resistência de ponta ( $R_p$  ou  $q_c$ ) obtida em ensaios de cone (CPT) e a pressão limite ( $p_l$ ). As relações  $R_p/p_l$  são constantes para determinado tipo de solo, mas variam com a distribuição granulométrica e seu teor de umidade. Na Tabela 2.6, mostram-se valores típicos dessa relação propostos por Ménard, segundo DICKRAN (1986).

**Tabela 2.6 – Valores típicos de  $R_p/p_l$**

<b>Tipo do solo</b>	<b><math>R_p/p_l</math></b>
Argilas	2.5 a 4
Siltes	5 a 6
Areias	7 a 9

Fonte: DICKRAN (1986).

Na Tabela 2.7, mostram-se valores típicos da relação entre a resistência de ponta de cones estáticos ( $q_c$ ) e a pressão limite ( $p_l$ ).

**Tabela 2.7 – Valores de  $q_c/p_l$  (apud Van Wanbeke, 1982)**

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>q_c/p_l</math></b>
Argilas	3,5
Siltes	5,5
Areias	10
Areias compactas e pedregulhos	12

Fonte: AMAR et al. (1991).

Segundo CLARKE (1995), Van Wieringen mostrou, através de estudos teóricos e experimentais, que a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) pode ser correlacionada com a pressão limite ( $p_l$ ), através das expressões a seguir:

- $q_c = 3 \cdot p_l$  (para argilas); e
- $q_c = 15 \cdot (\tan \phi)^{1,75} \cdot p_l$  (para areias).

Na Tabela 2.8, mostram-se resumidamente os resultados dos estudos realizados por De Beer, Van De Pitte e Van Wambeke, relacionando a razão  $R_p/p_l$  em função do ângulo de atrito para solos não coesivos.

**Tabela 2.8 – Valores da relação entre  $R_p$  e  $p_l$  em função do ângulo de atrito**

$f$ (°)	$R_p/p_l$
10	2,3 a 3,1
20	3,6 a 4,7
30	5,5 a 7,3
40	8,7 a 11,6
50	14,7 a 19,6

Fonte: NUYENS (1973).

### 2.3.5.3 Correlação entre $p_l$ e $f'$

Segundo CLARKE (1995), Mair e Wood relataram que não se devem estimar valores para  $\phi'$  utilizando resultados de ensaios pressiométricos de pré-furo, já que os distúrbios gerados no solo são elevados. Entretanto, Ménard e Muller citaram que

$$p_l = b \cdot 2^{(f' - 24)/4} \quad (11)$$

em que o valor de  $b$  é igual a 1,8 para areias saturadas, 3,5 para areias secas e 2,5 para uma situação intermediária.

### 2.3.5.4 Correlação entre $E_m$ e $E_{oed}$

Segundo MÉNARD e ROSSEAU (1962), a relação entre o módulo pressiométrico e o módulo de elasticidade obtido em ensaios oedométricos, para solos normalmente consolidados, é dada por

$$E_{oed} = E_m / a_r \quad (12)$$

sendo o valor de  $\alpha_r$  dado pela Tabela 2.9.

**Tabela 2.9 – Valores típicos de  $a_r$**

<b>Tipo de solo</b>	<b><math>a_r</math></b>
Argilas	2/3
Siltes	1/2
Areias	1/3
Pedregulhos	1/4
Nota: em aterros muito compactados, o valor de $\alpha_r$ pode ser superior a 1.	

Fonte: AMAR et al. (1991).

### **2.3.5.5 Correlações para a resistência não drenada ( $S_u$ )**

Estudos utilizando resultados de ensaios pressiométricos com pré-furo para estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada do solo ( $S_u$ ) são relatados na literatura internacional, tendo como referência valores de  $S_u$  obtidos via ensaios triaxiais UIU. A maioria dessas pesquisas foi realizada, utilizando-se correlações empíricas com a pressão limite líquida ( $p_l^*$ ). Nesse caso,  $p_l^* = (p_l - p_0)$ , sendo  $p_0$  a pressão correspondente à pressão horizontal do solo no repouso.

É importante salientar que, se a pressão limite do solo for elevada, erros na estimativa de  $p_0$  são pouco significativos para obtenção da pressão limite líquida ( $p_l^*$ ). Caso contrário, como em solos moles, por exemplo, onde é comum encontrar baixos valores de  $p_l$ , é requerida maior acurácia na estimativa de  $p_0$ .

Segundo BRIAUD (1992), a resistência não drenada ( $S_u$ ) relaciona-se com a pressão limite líquida segundo a equação abaixo:

$$S_u = p_l^* / B \quad (13)$$

em que  $p_l^*$  é a pressão limite líquida e B é um parâmetro que varia de 5,6 a 7,4.

MÉNARD (1957) relatou que a pressão limite obtida em ensaios PBP relaciona-se com  $S_u$  segundo um fator  $k$ , que varia de 2 a 5, satisfazendo a equação

$$S_u = p_l^* / k \quad (14)$$

Outras correlações para estimativa de  $S_u$  são mostradas na Tabela 2.10.

**Tabela 2.10 - Correlações para a estimativa de  $S_u$**

$S_u$ (kPa)	Autor(es)
$p_l^* / 10 + 25$	Amar & Jézéquel, 1972
$0,67 \times p_l^{*0,75}$	Baguelin et al. & Briaud et al., 1985
$p_l^* / 7,8$	Powell, 1990

Fonte: CAVALCANTE et al. (2000).

Na Tabela 2.11, mostram-se relações empíricas para obtenção de  $S_u$  para argilas, levando em conta a consistência das mesmas

**Tabela 2.11 - Correlações para a estimativa de  $S_u$  em função da consistência**

$S_u$ (kPa)	Consistência	Autor(es)
$p_l^* / 5,5$	Mole a dura	Cassan, Amar e Jézéquel, 1972
$p_l^* / 8$	Rija a dura	Cassan, Amar e Jézéquel, 1972
$p_l^* / 15$	Rija a muito rija	Cassan, Amar e Jézéquel, 1972
$p_l^* / 6,8$	Rija	Marsland e Randolph, 1977
$p_l^* / 5,1$	Todas	Lukas e LeClerc de Bussy, 1976
$p_l^* / 10$	Rija	Martin e Drahos, 1986
$p_l / 10 + 25$	Mole e rija	Johnson, 1986

Fonte: CLARKE (1995).

### 2.3.5.6 Correlações entre o PMT e SPT

Segundo BAGUELIN et al. (1978), vários pesquisadores (Cassan, 1968; Hobbs e Dixon, 1969; Waschowski, 1976) obtiveram resultados comparativos entre o índice  $N$  obtido em ensaios SPT e a pressão limite. Uma grande dispersão dos resultados dessas pesquisas pode ser observada, cujos valores da relação  $N/p_l$  variam num intervalo de  $2 \times 10^{-2}$  a  $5 \times 10^{-2}$  ( $m^2/kN$ ).

É importante observar que essas correlações não fazem nenhuma referência à eficiência dos equipamentos utilizados nem às características deles.

Waschkowski propõe uma correlação entre esses parâmetros exclusiva para areias (areias siltosas), sendo

$$N/p_1 = 2 \times 10^{-2} \text{ (m}^2\text{/kN)} \quad (15)$$

## **2.4 Aplicação a projetos de fundações**

Os métodos diretos para determinação da capacidade de carga e estimativa de recalques de fundações rasas e profundas, nos quais se utilizam resultados de ensaios pressiométricos, foram originalmente desenvolvidos por Ménard. Em tais métodos são utilizados os resultados dos ensaios pressiométricos de maneira semelhante à daqueles que usam os resultados de ensaios SPT propostos por Terzaghi e Peck em 1948.

Esses métodos diretos permitem a aplicação de parâmetros obtidos em ensaios pressiométricos em projetos de engenharia, tendo como base estudos e correlações de origem empírica e semi-empírica, desenvolvidas a partir de estudos teóricos e de observações do comportamento de obras e ensaios realizados em fundações em verdadeira grandeza.

É importante salientar que os parâmetros de projeto são obtidos de maneira padronizada, e são função do tipo de instalação da sonda pressiométrica, do procedimento de ensaio utilizado e do método de interpretação adotado.

O pressiômetro de Ménard vem sendo extensivamente utilizado na França em investigações de campo, para projeto de vários tipos de fundações, sujeitas a diversas formas de sollicitação. Dentre os métodos diretos de análise e projeto de fundações, destaca-se o método direto de Ménard.

### **2.4.1 Método direto de Ménard**

Neste método desenvolvido para análise de resultados de ensaios pressiométricos de Ménard (MPM), assume-se que a capacidade de carga do

solo ( $q_u$ ) se relaciona com a pressão limite ( $p_l$ ), através do fator de capacidade de carga ( $K_p$ ), e os recalques o fazem com o módulo de Ménard ( $E_m$ ). Essas correlações foram desenvolvidas através de estudos teóricos do comportamento de fundações e de observações na “performance” real dessas estruturas.

□ **Fator de capacidade de carga ( $K_p$ )**

É definido segundo a equação

$$K_p = (q_u - \sigma_v) / (p_l - \sigma_{h0}) \quad (16)$$

em que  $q_u$  é a capacidade de carga do solo,  $\sigma_v$  é a tensão vertical total na cota de assentamento ( $D$ ) da fundação,  $\sigma_{h0}$  é a tensão horizontal no repouso e  $p_l$  é a pressão limite obtida na cota do ensaio.

O fator de capacidade de carga ( $K_p$ ) depende do tipo de solo, da profundidade, da forma e do método de execução da fundação.

Os valores de  $K_p$  variam de 0,8 a 9, sendo o valor mínimo correspondente a uma fundação assente na superfície do terreno.

Em solos homogêneos, o fator  $K_p$  aumenta com a profundidade, tornando-se constante após uma profundidade crítica, que é função da largura ou dimensão equivalente da fundação ( $B_e$ ), dada pela equação

$$B_e = 4A/P \quad (17)$$

em que  $A$  é a área da base da fundação e  $P$  é o perímetro da sua base.

Fundações profundas possuem um adicional de capacidade de carga devido ao atrito lateral e à adesão, que são função da pressão limite e dependem do formato da fundação, da superfície lateral do fuste e do método de execução.

Na Tabela 2.12, relacionam-se valores de profundidades críticas em termos da dimensão equivalente para diferentes tipos de solo.

Devido ao amolgamento do solo durante a fase de execução de uma fundação, na prática os valores de  $K_p$  tendem a ser mais baixos que os valores teóricos propostos por GAMBIM (1963). Essa observação foi feita por pesquisadores do LCPC a partir da análise de ensaios de carregamento em estacas instrumentadas.

**Tabela 2.12 – Valores da profundidade crítica**

Tipo de solo	Categoria de solo	Profundidades Críticas em função de $B_e$	
		Fundações isoladas	Fundações corridas
Argila	I	$2B_e$	$3B_e$
Silte			
Argila rija ou marga	II	$5B_e$	$6B_e$
Silte compacto			
Areia compressível			
Rocha branda ou alterada			
Areia e pedregulho	III	$8B_e$	$9B_e$
Rocha			
Areia muito compacta e pedregulho	IIIA (IV)	$10B_e$	$11B_e$

Fonte: adaptado de CLARKE (1995).

#### 2.4.2 Capacidade de carga de fundações

A capacidade de carga ( $q_u$ ) para qualquer tipo de fundação verticalmente carregada é dada pela equação:

$$q_u - s_v = K_p \cdot (p_l - s_{h0}) \quad (18)$$

em que  $\sigma_v$  é a tensão vertical total na profundidade (D) de assentamento da fundação,  $K_p$  é o fator de capacidade de carga,  $\sigma_{h0}$  é a tensão horizontal no repouso na cota do ensaio e  $(p_l - \sigma_{h0})$  é a pressão limite líquida ( $p_l^*$ ).

A equação (18) foi obtida por MÉNARD (1963), através de correlações entre a resistência de ponta de estacas e a pressão limite obtida durante a expansão de uma cavidade esférica e comparando-as com a pressão limite obtida durante a expansão de uma cavidade cilíndrica. A teoria elastoplástica utilizada para tal estudo envolve o conceito da profundidade crítica.

Se as propriedades do solo são homogêneas, abaixo da profundidade crítica, os intervalos de valores entre as pressões limites para cavidades esféricas e cilíndricas permanecem constantes. Da profundidade crítica à superfície do terreno, esses mesmos intervalos de valores diminuem até atingir um valor mínimo correspondente à cota da superfície do terreno.

Essas aproximações foram reanalisadas por Vesic e mais recentemente por Bellotti e por um grupo de pesquisadores da cidade de Torino.

#### **2.4.2.1 Capacidade de carga de fundações rasas**

Conforme dito anteriormente, a capacidade de carga de uma fundação rasa é dada pela equação 18, em função de uma pressão limite líquida equivalente e de uma profundidade de embutimento ( $H_e$ ). O fator de capacidade de carga  $K_p$  é obtido diretamente de gráficos propostos por alguns pesquisadores.

##### **□ Segundo MÉNARD (1963)**

O valor do parâmetro de capacidade de carga  $K_p$  pode ser obtido da Figura 2.5, na qual é ajustado, levando-se em consideração a profundidade de assentamento (embutimento), a dimensão da largura ( $B$ ) da fundação e as condições e tipo de solo dentro da zona de influência dessas condições. Esse fator de capacidade de carga para fundações rasas é função do formato da base destas conforme mostrado na Tabela 2.13.

**Tabela 2.13 – Valores de  $K_p$**

<b>Tipo de base</b>	<b>Valor de <math>K_p</math></b>
Quadrada ou circular	$K_p$
Corrida	$\frac{K_p}{1,2}$
Retangular	$\frac{K_p}{1,2} + \frac{K_p B}{0,6 L}$

Fonte: CLARKE (1995).

Em solos homogêneos, a pressão limite líquida equivalente  $(p_l - \sigma_{h0})_e$  ou  $p_{le}^*$  é calculada, utilizando-se uma média geométrica dos resultados dos ensaios pressiométricos executados dentro de uma zona de  $1,5 B$ , abaixo e acima da cota de assentamento da fundação (sapata), sendo  $B$  a largura desta, conforme mostrado na equação

$$(p_l - \sigma_{h0})_e = [(p_l - \sigma_{h0})_1 \times (p_l - \sigma_{h0})_2 \times \dots \times (p_l - \sigma_{h0})_n]^{1/n} \quad (19)$$

em que  $n$  é o número de ensaios realizados dentro dessa zona correspondente a  $1,5 B$ .

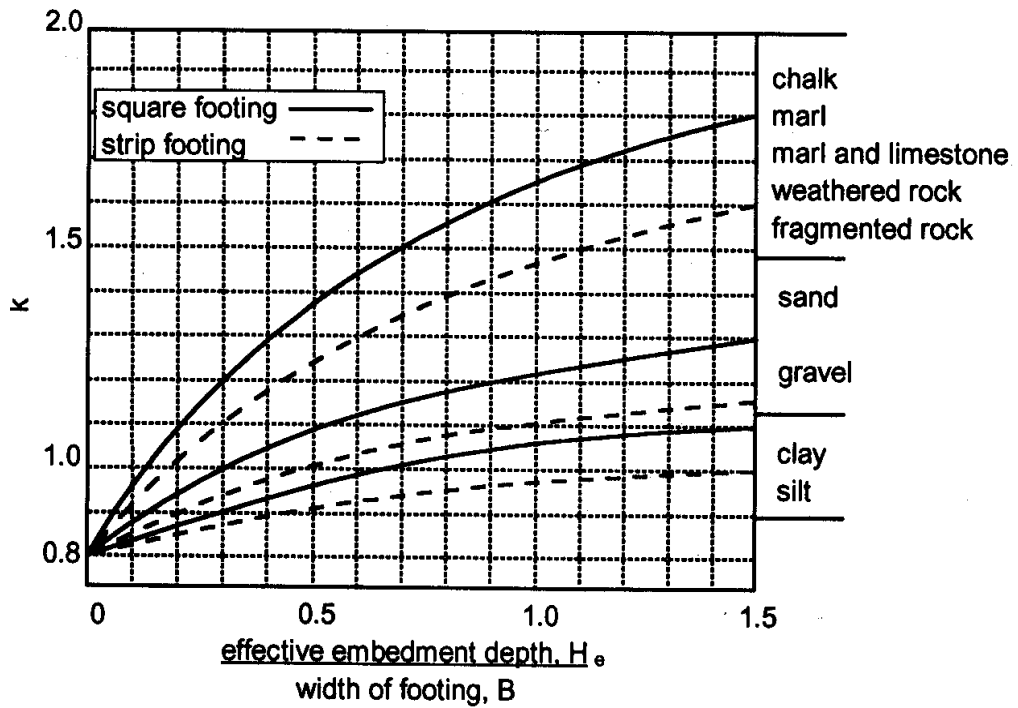
A profundidade relativa da fundação ou profundidade de embutimento  $(H_e)$  é calculada segundo a expressão

$$H_e = [1 / (p_l - \sigma_{h0})_e] \cdot z_i \quad (20)$$

em que  $z_i$  corresponde às espessuras das camadas onde foram realizados os ensaios e  $(p_l - \sigma_{h0})_i$  aos valores de pressão limite líquida obtidos em diversas profundidades.

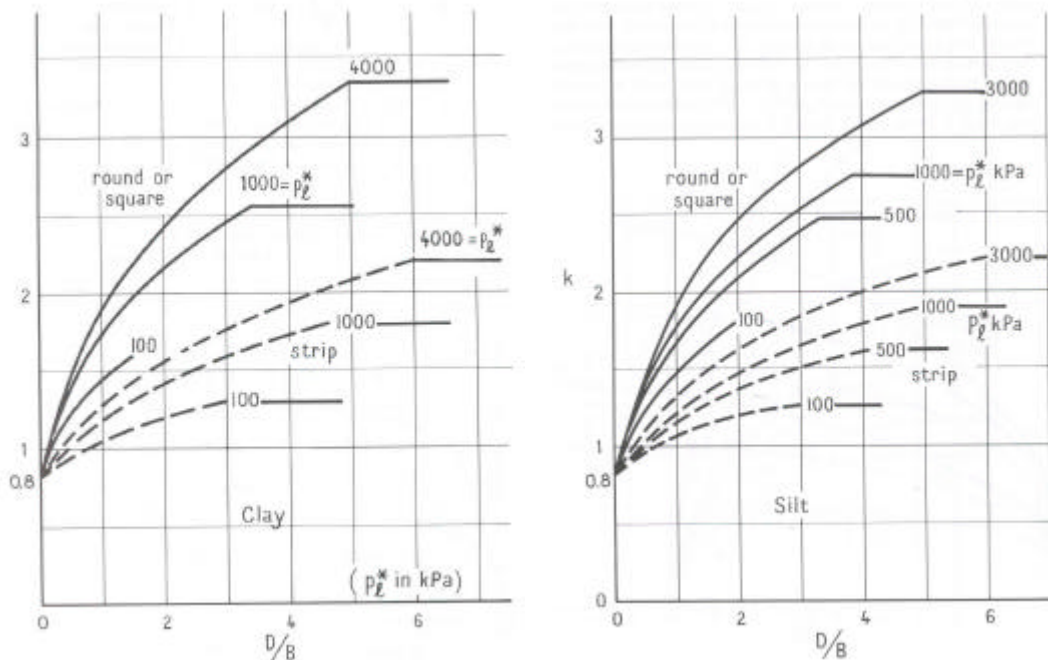
□ **Segundo BAGUELIN et al. (1978)**

O coeficiente de capacidade de carga é obtido pelas Figuras 2.6 e 2.7, a partir da pressão limite líquida equivalente e da relação  $D/B$ , em que  $D$  é a profundidade de assentamento da fundação e  $B$  é a largura ou diâmetro desta.



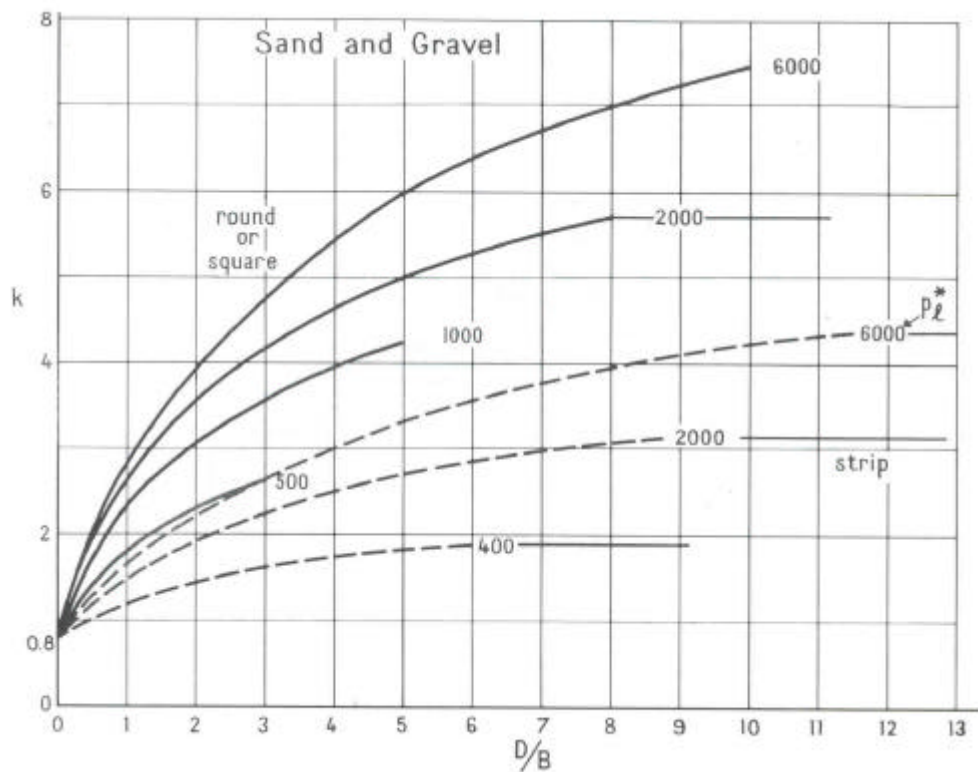
Fonte: CLARKE (1995).

**Figura 2.5 - Gráfico para obtenção de  $K_p$  para fundações rasas (MÉNARD, 1963).**



Fonte: BAGUELIN et al., (1978).

**Figura 2.6 – Curvas para obtenção de  $K_p$  (BAGUELIN et al., (1978).**



Fonte: BAGUELIN et al., (1978).

**Figura 2.7 - Curvas para obtenção de  $K_p$  (BAGUELIN, JÉZÉQUEL e SHIELDS, 1978) (continuação).**

#### 2.4.2.2 Capacidade de carga de fundações profundas

A capacidade de carga de uma fundação profunda se deve à soma das parcelas correspondentes à resistência de ponta e ao atrito lateral. Os valores correspondentes a estas parcelas, podem ser obtidos separadamente, através de análises de resultados de ensaios pressiométricos.

##### i. Capacidade de carga da ponta

A capacidade de carga da ponta ( $Q_p$ ) de uma fundação profunda com ponta fechada é usualmente dada pela equação

$$Q_p = A_p \cdot q_{m\acute{a}x} = A_p \cdot (K_p \cdot p_{le}^* + S_v) \quad (21)$$

em que  $A_p$  é a área da base (ponta) da estaca,  $p_{le}^*$  é a pressão limite líquida equivalente,  $S_v$  é a tensão vertical total na cota da base da estaca (ou tubulão) e  $K_p$  é o fator de capacidade de carga.

A capacidade de carga de ponta para estacas com ponta aberta é a metade da resistência calculada pela equação 21.

O fator de capacidade de carga  $K_p$  é função do tipo e resistência do solo, da forma, da profundidade de embutimento e do tipo de fundação.

Como o fator de capacidade de carga é influenciado por uma série de variáveis, curvas com valores para  $K_p$  têm sido preparadas para cada tipo de solo, considerando-se a profundidade de embutimento, a forma da fundação, a resistência do solo e o método de instalação da estaca. Nas Figuras 2.8 e 2.9 mostram-se, respectivamente, essas curvas propostas por MÉNARD e GAMBIM (1963) e BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981). Nas Tabelas 2.14 e 2.15, divide-se o solo em categorias necessárias para obtenção do fator  $K_p$ , segundo MÉNARD e GAMBIM (1963) e BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981). As curvas para obtenção da capacidade de carga de ponta de estacas segundo BAGUELIN et al. (1978) são as mesmas utilizadas para o cálculo da capacidade de carga de fundações rasas (Figuras 2.6 e 2.7).

**Tabela 2.14 – Categorias de solos para determinação de  $K_p$  (apud Ménard e Gambim, 1963)**

<b>Tipo de solo</b>	<b>Variação da pressão limite (kPa)</b>	<b>Categoria do solo</b>
Argila	0 – 1200	I
Silte	0 – 700	
Argila rija ou marga	1800 – 4000	II
Silte compacto	1200 – 3000	
Areia compressível	400 – 800	
Rocha branda ou alterada	1000 – 3000	
Areia e pedregulho	1000 – 2000	III
Rocha	4000 – 10000	
Areia muito compacta e pedregulho	3000 – 6000	IIIA (IV)

Fonte: adaptado de CLARKE (1995).

**Tabela 2.15 – Categorias de solos para determinação de  $K_p$  (apud Bustamante e Gianeselli, 1981)**

<b>Tipo de solo</b>	<b>Variação da pressão limite (kPa)</b>	<b>Categoria do solo</b>
Argila mole	0 – 700	1
Silte e calcário mole	0 – 800	
Areia siltosa ou argila fôfa	0 – 700	
Areia medianamente densa e pedregulho	1000 – 2000	2
Argila e silte compacto	1200 – 3000	
Calcário argiloso	1500 – 4000	
Calcário alterado	1000 – 2500	
Calcário alterado	2500 – 4000	
Calcário fragmentado	> 3000	
Calcário argiloso muito compacto	> 4500	3
Areia densa a muito densa e pedregulho	> 2500	
Rocha fragmentada	> 4500	

Fonte: TOLEDO FILHO (1986).

A pressão limite líquida equivalente ( $p_{le}^*$ ) é obtida a partir de ensaios pressiométricos executados dentro de uma zona de 1,5 B abaixo e acima da base da estaca (ou tubulão), em que B é a largura ou diâmetro da base destas, de maneira semelhante à obtida para fundações rasas, ou seja,

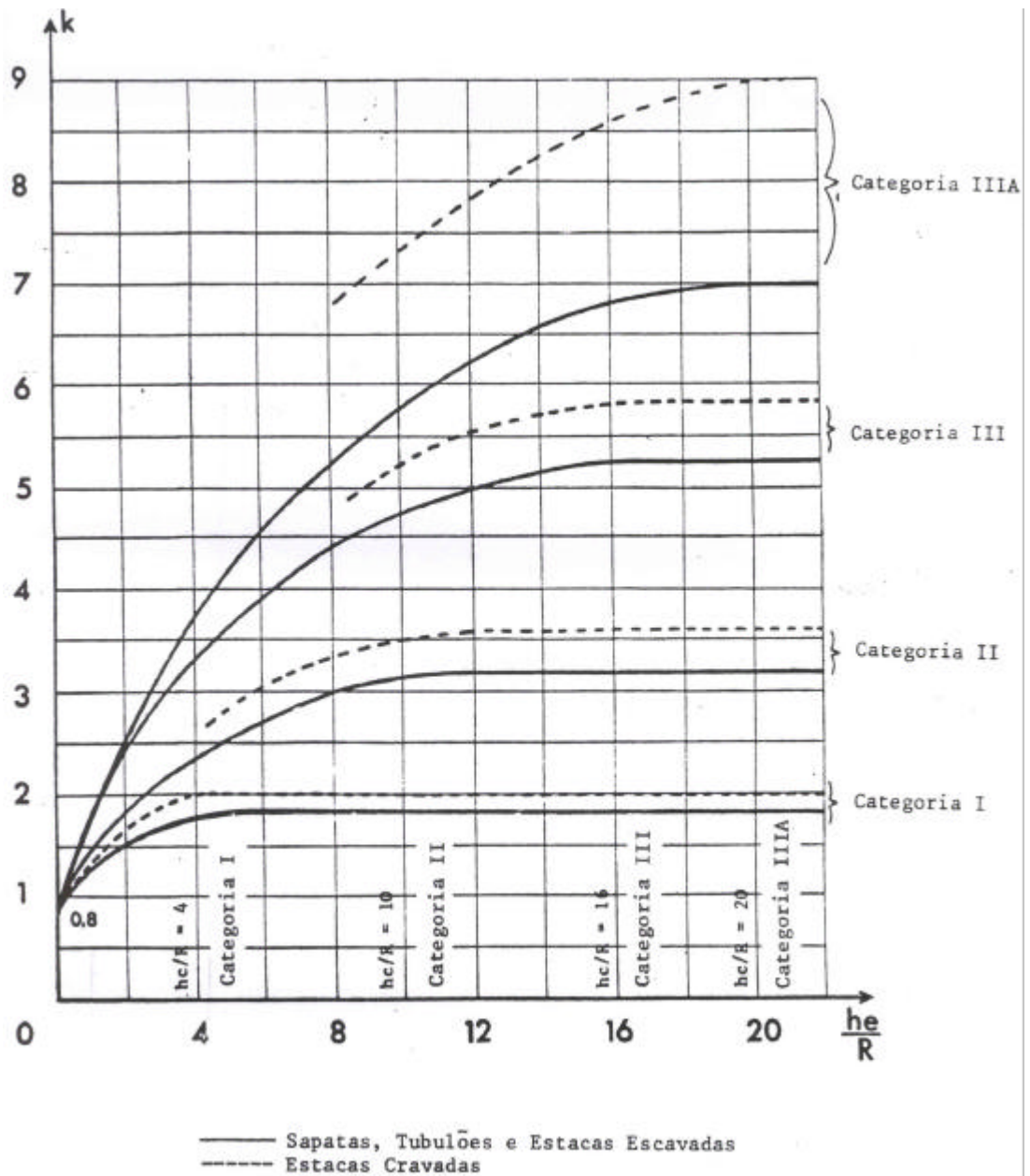
$$p_{le}^* = [(p_l^*)_1 \times (p_l^*)_2 \times (p_l^*)_n]^{1/n} \quad (22)$$

em que  $p_{le}^*$  é definida como sendo a média geométrica das diferenças entre a pressão limite e a pressão inicial ( $p_l - p_0$ ) de n ensaios realizados dentro dessa zona correspondente a 1,5 B.

A profundidade de embutimento ( $H_e$ ) é calculada de maneira semelhante à obtida para fundações rasas, segundo a expressão

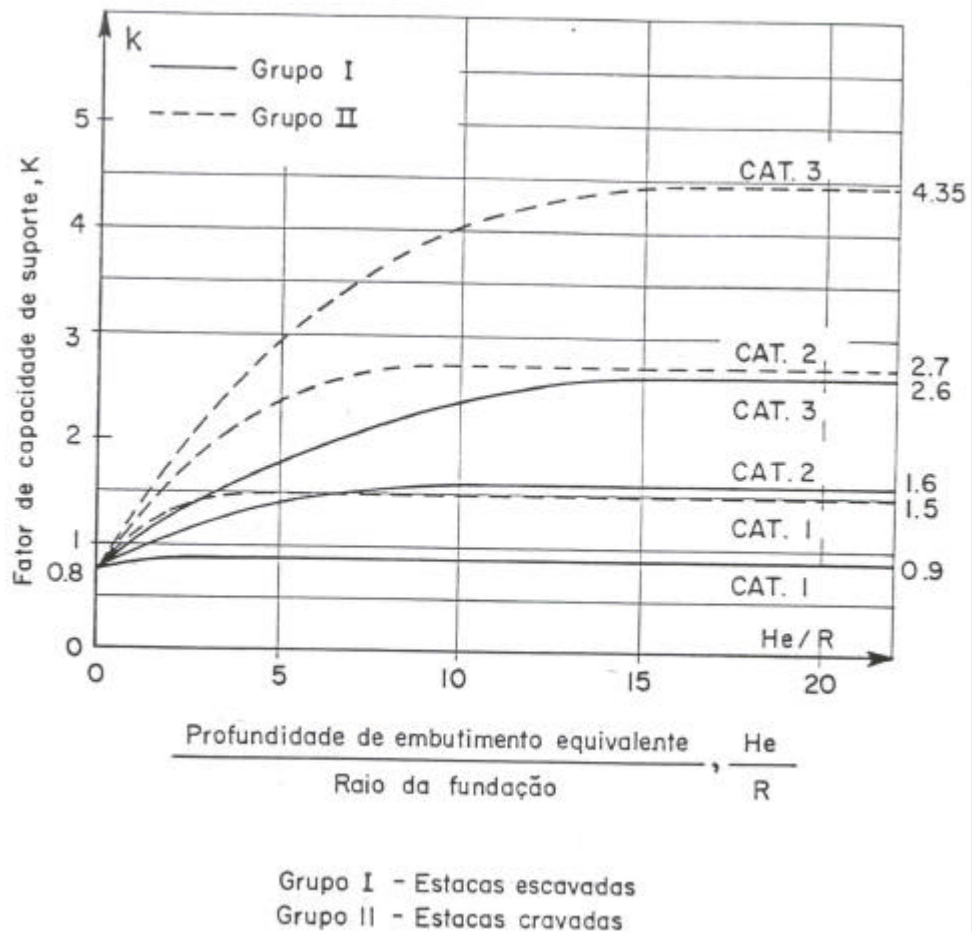
$$H_e = [1/(p_l - s_{h0})_e] \hat{a} [(p_l - s_{h0})_i z_i] \quad (23)$$

em que  $z_i$  corresponde às espessuras das camadas onde foram realizados os ensaios e  $(p_l - \sigma_{h0})_i$  corresponde aos valores de pressão limite líquida obtidas em diversas profundidades.



Fonte: DICKRAN (1986).

**Figura 2.8 – Obtenção do fator de capacidade de carga para fundações (apud Ménard e Gambim, 1963).**



Fonte: TOLEDO FILHO (1986).

**Figura 2.9 – Obtenção do fator de capacidade de carga para fundações (apud Bustamante e Gianeselli, 1981).**

## ii. Parcela do atrito lateral

A parcela de resistência devido ao atrito lateral ( $Q_f$ ) de uma fundação profunda é função do tipo de solo e do método de instalação e material de confecção da estaca. Esta parcela de carga é calculada pela equação

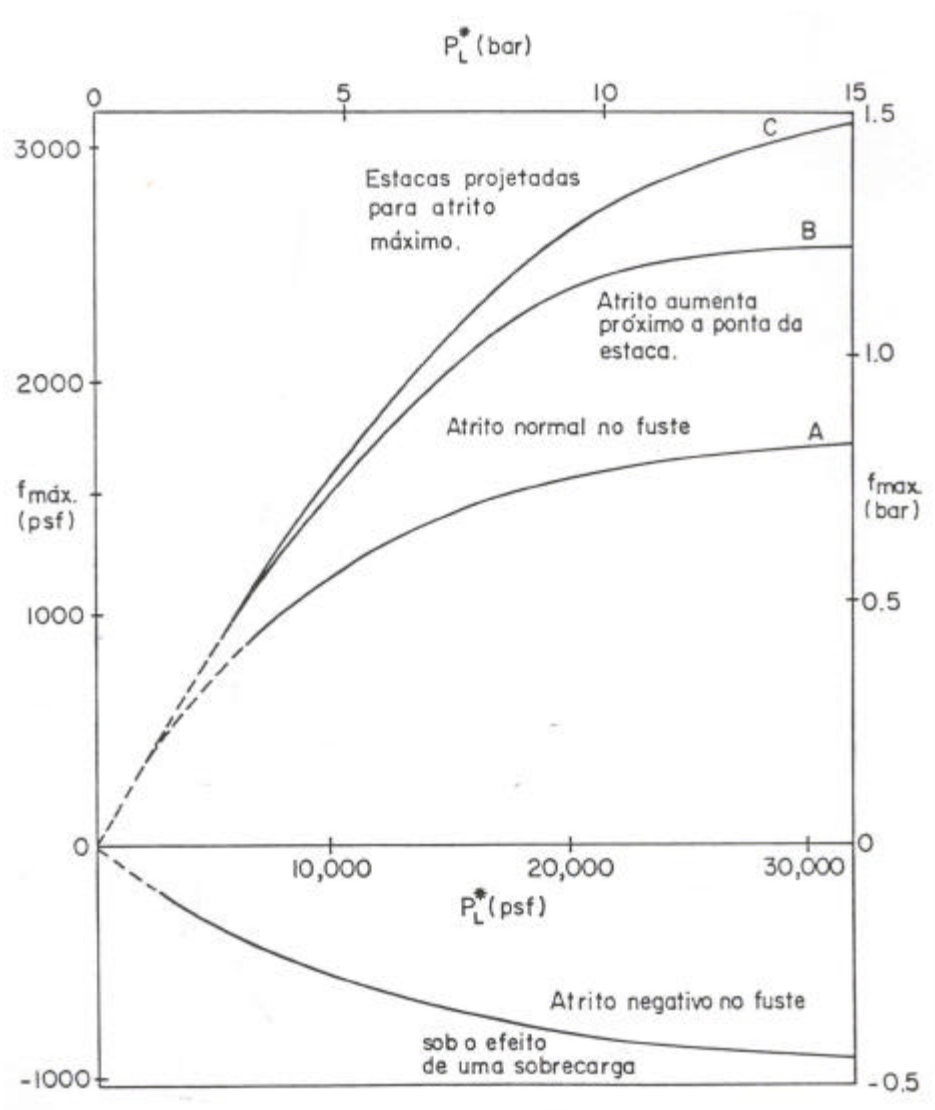
$$Q_f = S [f_{\text{máx}} \cdot p \cdot B \cdot \Delta z_i] \quad (24)$$

em que  $f_{\text{máx}}$  é o atrito lateral unitário máximo na camada  $i$ ,  $\Delta z_i$  é a espessura da camada  $i$ , e  $B$  é o diâmetro da estaca ou do fuste do tubulão.

Na Figura 2.10, mostra-se o gráfico para obtenção do atrito lateral unitário máximo em função da pressão limite líquida segundo MÉNARD (1963).

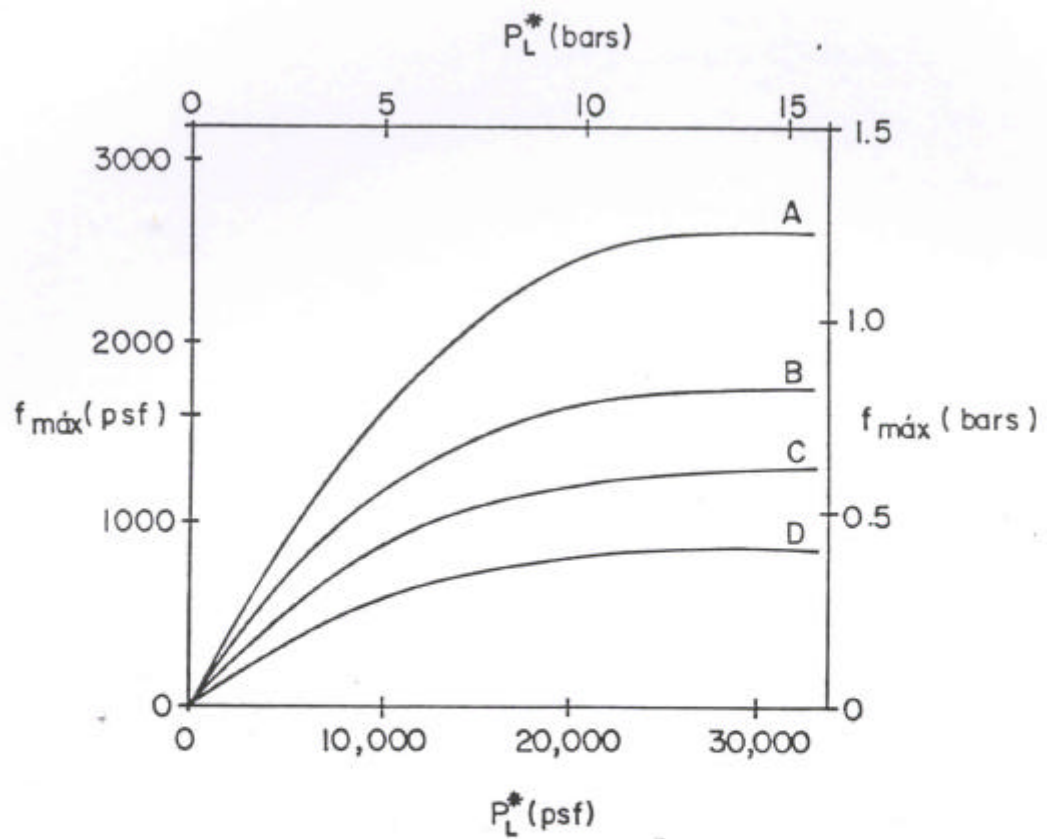
Esse autor recomendou que, para estacas de aço, os valores obtidos das curvas A e B sejam reduzidos em 20% para solos coesivos e em 30% para areias submersas e pedregulhos.

BAGUELIN et al. (1978) propuseram a determinação de  $f_{\text{máx}}$  através da utilização da Figura 2.11, enquanto BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981) recomendaram a utilização da Figura 2.12 em conjunto com a Tabela 2.16.



Fonte: TOLEDO FILHO (1986).

**Figura 2.10 – Gráfico para a obtenção do atrito lateral máximo (apud Ménard, 1963).**



- A - Deslocamento/concreto/granular
- B - Sem deslocamento / concreto /solo qualquer ou  
Deslocamento/aço /granular ou  
Deslocamento/concreto/coesivo
- C - Deslocamento/aço/coesivo
- D - Sem deslocamento/aço/solo qualquer

Fonte: TOLEDO FILHO (1986).

**Figura 2.11 – Gráfico para a obtenção do atrito lateral máximo (apud Baguelin, Jézéquel e Shields, 1978).**

**Tabela 2.16 – Escolha da curva para determinação do atrito lateral unitário (apud Bustamante e Gianeselli, 1981)**

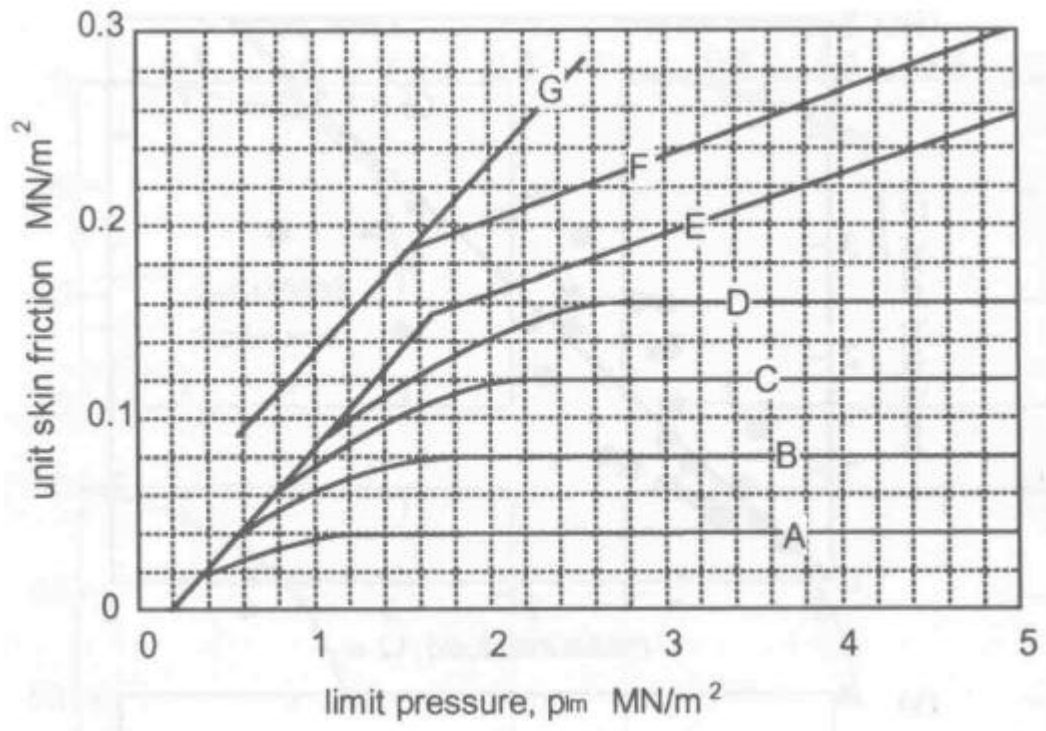
Tipo de solo	$p_i$ (kPa)	Estaca escavada sem revestimento	Estaca escavada com revestimento		Estacas Cravadas		Injetadas com pressão	
			concreto	Aço	concreto	aço	Baixa	Alta
Argila mole	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Argila rija	1200-2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
Argila dura	>2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	-
Areia fôfa	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Areia medianamente compacta	1000-2000	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	E
Areia compacta	>2500	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	E
Calcáreo completamente alterado	0-700	A	A	A	A	A	B	-
Calcáreo parcialmente alterado	>1000	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	E
Marga	1500-4000	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	G
Marga rija	>4500	F	-	-	-	-	G	G
Rocha alterada	2500-4000	G	G	-	G	G	G	G
Rocha fraturada	>4500	G	-	-	-	-	G	G

**Notas:**

a) As curvas entre parênteses se aplicam apenas às estacas bem executadas (baixo amolgamento do solo durante a fase de escavação) ou para solo que será densificado em torno da estaca cravada.

b) E\*: apenas se a pressão limite < 1500 kPa.

Fonte: CLARKE (1995).



Fonte: CLARKE (1995).

**Figura 2.12 – Gráfico para a obtenção do atrito lateral unitário (apud Bustamante e Gianceselli, 1981)**

### 2.4.3 Estimativa de recalques

O recalque de fundações rasas e profundas pode ser estimado através de resultados obtidos em ensaios pressiométricos de Ménard. Essas estimativas de recalque se baseiam no módulo de Ménard ( $E_m$ ) utilizando-se fórmulas semi-empíricas inicialmente propostas por MÉNARD e ROSSEAU (1962).

#### 2.4.3.1 Estimativa de recalques de fundações rasas

Segundo MÉNARD e ROSSEAU (1962), o recalque total ( $w$ ) de uma fundação rasa com base de diâmetro ou lado ( $B$ ), ou com base retangular de dimensões ( $B \times L$ ) e profundidade ( $D$ ), assente em solo homogêneo, pode ser calculado utilizando-se a equação

$$w = \frac{q^*}{9E_m} \left[ 2B_0 \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha \lambda_c B \right] \quad (25)$$

em que  $E_m$  é o módulo pressiométrico imediatamente abaixo da base da fundação;  $q^*$  é a tensão líquida média admissível na base da sapata ( $q^* = q - q_0$ );  $B_0$  é a largura de referência, usualmente igual a 60 cm;  $B$  é a largura ou diâmetro da base da fundação, na qual deve ser maior que  $B_0$  ( $B_0 \leq B$ );  $\alpha$  é um fator reológico que depende do tipo de solo e da razão entre  $E_m/p_i^*$  (Tabela 2.17); e  $\lambda_d$  e  $\lambda_c$  são fatores de forma, que dependem da razão  $L/B$  da fundação (Tabela 2.18).

**Tabela 2.17 – Determinação do fator reológico (a)**

Tipo de solo	Descrição	$E_m/p_i$	a
Turfas	-	-	1
Argilas	Preadensadas	> 16	1
	Normalmente adensadas	9-16	0,67
	Amolgadas	7-9	0,5
Siltes	Preadensados	> 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: adaptado de CLARKE (1995).

**Tabela 2.18 – Fatores de forma**

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 são, entretanto, heterogêneos. 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 (1,5 B).

Nesse caso (solos heterogêneos), o módulo de Ménard ( $E_m$ ) é dado segundo a equação 26, em termos de tensões desviatórias e isotrópicas ( $E_d$  e  $E_v$ ), sendo  $E_v$  igual ao valor do módulo de Ménard ( $E_m$ ) logo abaixo da cota da fundação e  $E_d$  calculado a partir de um módulo pressiométrico equivalente determinado através de uma média harmônica.

$$w = \frac{2q^* B_0}{9E_d} \left( \frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha(q^* \lambda_c B)}{9E_v} \quad (26)$$

A equação 25 é uma maneira simplificada de obter o recalque total de uma fundação rasa, pelo fato de considerar o solo como um comportamento homogêneo ( $E_m \cong E_d \cong E_v$ ).

#### **2.4.3.2 Estimativa de recalques de fundações profundas**

Para estimar o recalque de uma fundação profunda isolada, é necessário que se conheça a relação tensão-deformação abaixo da base da mesma e ao longo da seção de seu fuste.

GAMBIM (1963) criou as primeiras regras para o procedimento manual dessas estimativas, através de um método de transferência de carga para cálculo de recalques de fundações profundas. O método proposto por Gambim foi modificado por Marchal em 1971. Segundo CLARKE (1995), novos métodos e regras mais simplificadas de análise foram propostas por outros pesquisadores (Baguelin, Frank e Jézéquel, 1978; Frank e Zhao, 1982; Frank et al., 1991; Christoulas e Frank, 1992). A determinação da curva carga x recalque para fundações profundas submetidas a cargas axiais baseia-se no conceito de curvas de mobilização ou curvas de transferência de cargas.

##### **□ Método de BAGUELIN, FRANK e JÉZÉQUEL (1978)**

Este método utiliza o modelo linear elastoplástico para as curvas de transferência de carga, utilizando-se o módulo pressiométrico obtido a partir de

ensaios autoperfurantes. A inclinação da parte elástica das curvas de transferência de carga é dada por:

$$q / w = (2.E_r)/[(1-n^2).R] \quad (27)$$

$$f / w = E_r/\{2.(1+n).[1+ \ln(L/2R)].R\} \quad (28)$$

em que  $E_r$  é o módulo pressiométrico de recarregamento,  $L$  é o comprimento da estaca,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson e  $R$  é o raio da estaca.

#### □ Método de FRANK e ZHAO (1982)

FRANK e ZHAO (1982) desenvolveram um método semi-empírico baseado na teoria da elasticidade que utiliza resultados de ensaios pressiométricos de Ménard (MPM) no ajuste de dados experimentais para previsão da curva de recalque no topo de uma fundação profunda de lado ou diâmetro ( $B$ ). É um método de transferência de carga baseado no modelo das Figuras 2.13 e 2.14, nas quais as inclinações  $S$  e  $R$  são utilizadas, respectivamente, na determinação do atrito lateral mobilizado e do recalque da base da fundação.

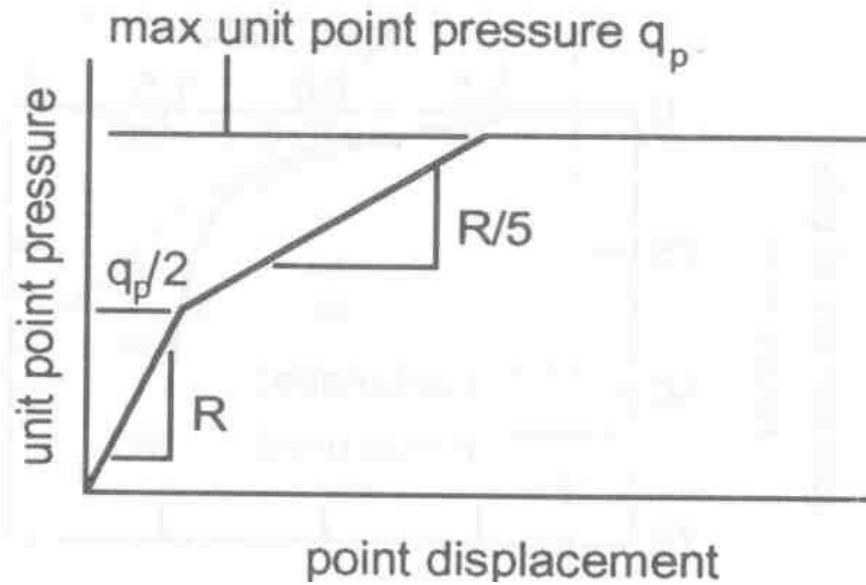
Os valores de  $S$  e  $R$  são dados por

$$S = 2.C.E_m/B \quad (29)$$

em que  $C = 1$  para solos coesivos e rochas brandas e  $0,4$  para solos arenosos,  $E_m$  é o módulo de Ménard e  $B$  é a largura ou diâmetro da fundação profunda (estaca).

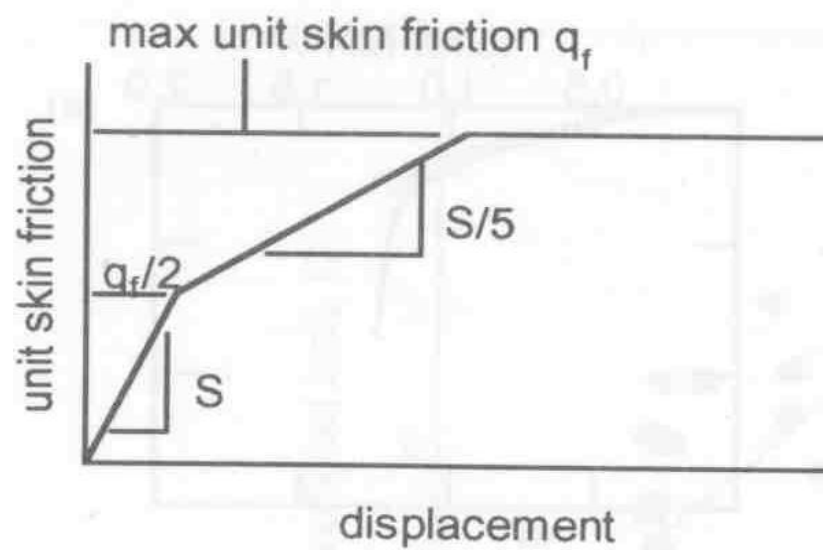
$$R = 2.C'.E_m / B \quad (30)$$

em que  $C' = 5,5$  para solos coesivos e rochas brandas e  $2,4$  para solos arenosos.



Fonte: CLARKE (1995).

**Figura 2.13 – Modelo para a determinação do recalque da ponta de estacas axialmente carregadas (apud Frank e Zhao, 1982).**



Fonte: CLARKE (1995).

**Figura 2.14 – Modelo para a determinação do recalque lateral de estacas axialmente carregadas (apud Frank e Zhao, 1982).**

## **3 MATERIAL E MÉTODOS**

---

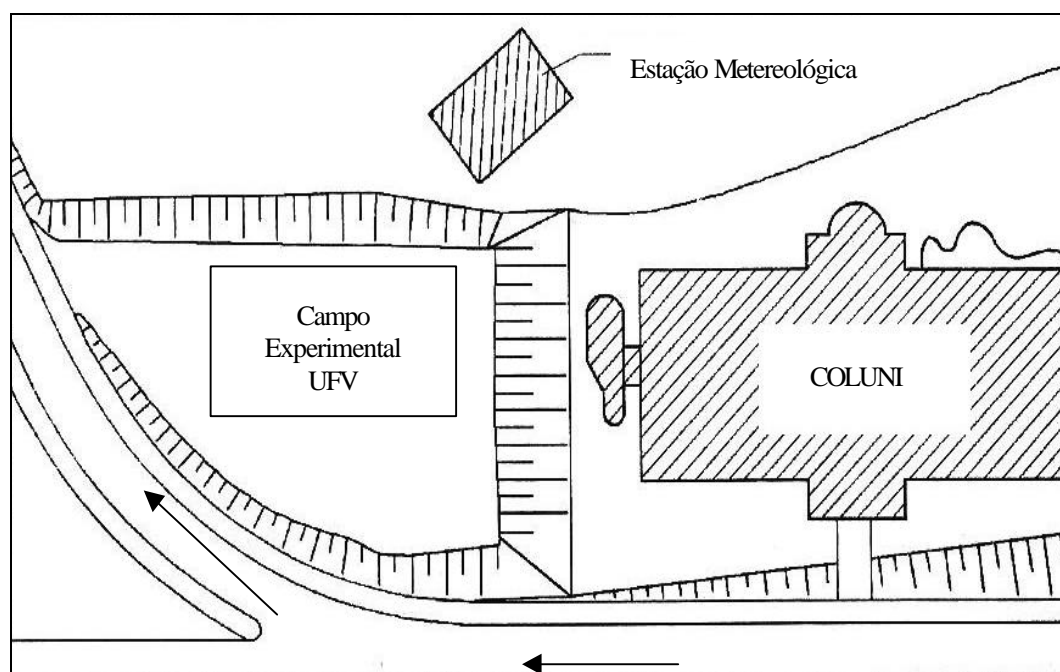
### **3.1 Campo experimental de fundações do DEC/UFV**

O Campo Experimental de Fundações do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa, MG, situa-se dentro do Campus Universitário, nas proximidades dos prédios do Departamento de Parques e Jardins, da Estação Meteorológica e da Prefeitura do Campus, num platô com área aproximada de 2.000 m<sup>2</sup>, ao lado do Colégio Universitário (COLUNI), como mostrado na Figura 3.1.

Há cerca de 13 anos, a área correspondente ao platô citado anteriormente era coberta por um morro com altura aproximada de 20 m, que veio a sofrer considerável movimento de terra, ou seja, foi realizado um corte abrangendo a camada de solo residual maduro e parte da camada de solo residual jovem. O talude remanescente desse corte apresenta um perfil constituído de três camadas diferenciadas, sendo a primeira uma camada de solo argiloso de cor avermelhado-escura e espessura média de 2 m.

Subjacente a essa camada argilosa, nota-se outra camada argilosa de coloração variada (amarela e marrom), com aproximadamente 6 m de espessura e, finalmente, a terceira camada composta de um solo menos alterado, com granulometria predominante entre as frações de silte e areia, com coloração variegada (rosa e branca).

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 651 m. 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.



Fonte: LOPES (1997)

**Figura 3.1 – Localização do Campo Experimental de Fundações do DEC/UFV.**

### **3.2 Caracterização geológico-geotécnica**

Neste trabalho, estudaram-se fundações rasas e profundas, que foram assentes e atravessaram camadas de solo saprolítico (solo residual jovem), não saturado, proveniente de uma 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 no referido campo experimental, através de poços de inspeção, e posteriormente confirmada no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Viçosa indicou a presença principalmente de quartzo, feldspato, micas (muscovita e biotita) e óxidos de manganês.

Os feldspatos aparecem sempre muito alterados, com cor esbranquiçada e, algumas vezes, coloridas pontualmente por óxidos de ferro. O quartzo aparece em todo o perfil mineral com granulometria de areia, sendo constatados também veios contínuos paralelos à xistosidade, pouco alterados e de coloração esbranquiçada. As micas localizam-se em pontos alternados e são encontradas, por vezes, bem alteradas na fração silte (biotita bem alterada) e menos alteradas na fração areia (muscovita). O manganês ocorre sob a forma de pontuações em todo o perfil da camada inferior, notando-se a sua transformação em nódulos endurecidos de coloração esverdeada a preta, devido à sua oxidação.

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

### **3.3 Ensaios de campo e laboratório existentes**

Para realização do estudo proposto neste trabalho, foram utilizados resultados de provas de carga estáticas realizadas por LOPES (1997) em uma sapata quadrada e por DA SILVA (2000) em um tubulão escavado manualmente a céu aberto com base circular. Os ensaios laboratoriais de caracterização, oedométricos e triaxiais utilizados neste trabalho foram realizados por MONTEIRO (1999) e ALMEIDA (2000). Foram também utilizados resultados de ensaios de campo CPT, SPT e DMT, descritos resumidamente nos subitens seguintes e cujos resultados estão apresentados no Capítulo 4.

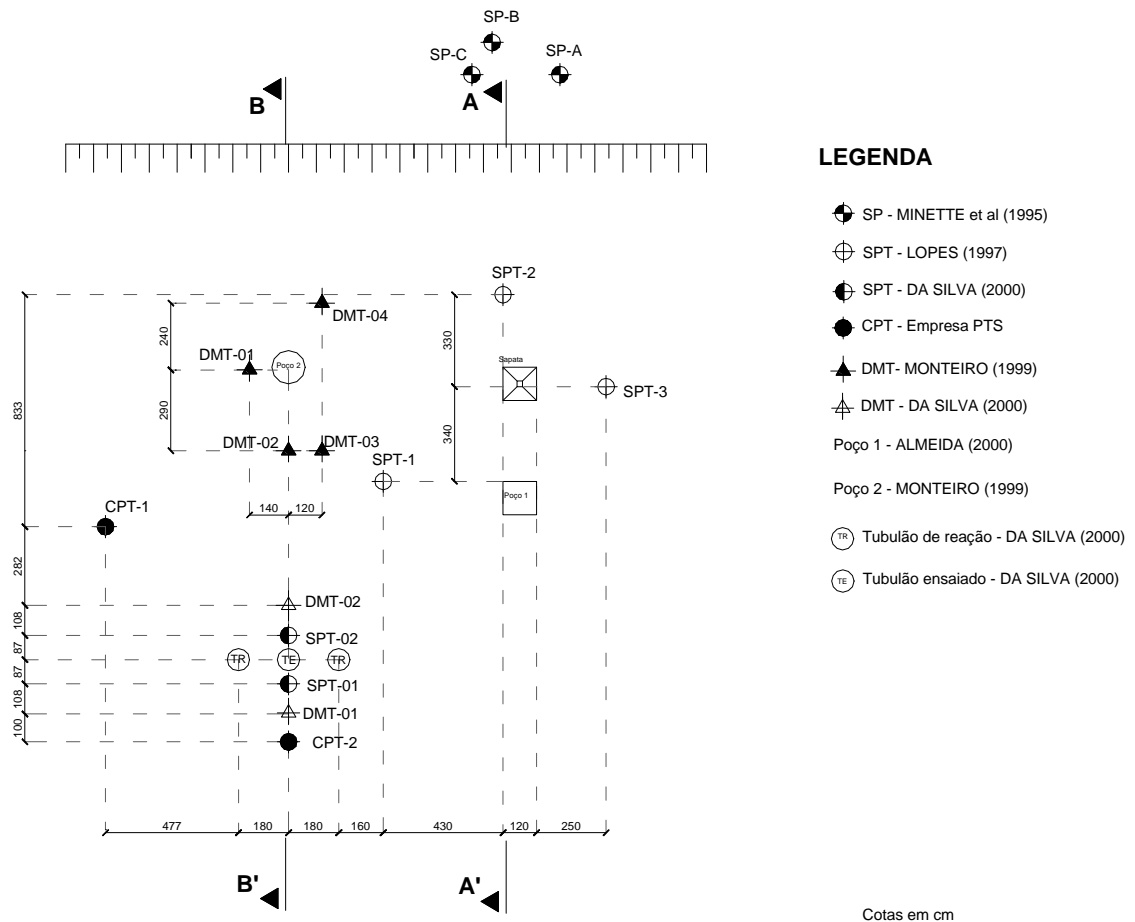
### **3.3.1 Determinação das propriedades geotécnicas do solo via ensaios laboratoriais**

Segundo ALMEIDA (2000) e MONTEIRO (1999), as amostras de solo coletadas no campo experimental, utilizadas em seus trabalhos, foram preparadas segundo as prescrições da norma NBR-6.457/86. Os ensaios para determinação do teor de umidade, e determinação dos limites de Atterberg foram realizados de acordo com as normas NBR-6.459/84 e NBR- 7.180/94. A massa específica dos sólidos foi obtida segundo a norma NBR- 6.508/84, e os ensaios de granulometria conjunta foram realizados de acordo com a norma NBR-7.181/84. Já os ensaios de adensamento convencional foram realizados segundo a norma MB-3.336/90 (Ensaio Oedométrico).

#### **3.3.1.1 Ensaios realizados por ALMEIDA (2000)**

Segundo ALMEIDA (2000), inicialmente as amostras indeformadas do solo foram coletadas de um poço de inspeção localizado nas proximidades da sapata estudada. No poço de inspeção foram coletadas três amostras indeformadas de 40 x 40 x 40 cm, de acordo com a norma NBR- 9.604/86 (Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas). As amostras foram coletadas a 1,60 m de profundidade (profundidade essa medida do centro de gravidade delas até a superfície do terreno). As amostras foram levadas ao laboratório e mantidas em câmara úmida até a moldagem dos corpos de prova.

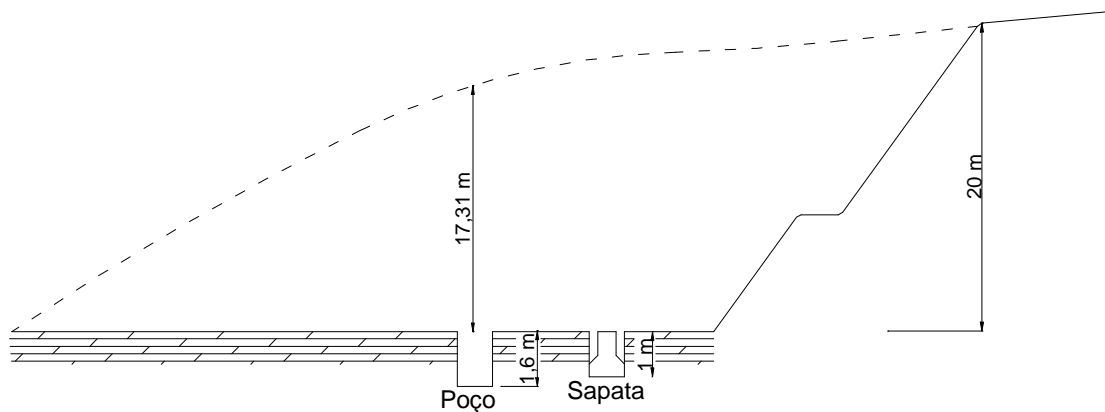
Na Figura 3.2, mostra-se a localização do poço de inspeção, das estruturas estudadas e dos ensaios de campo realizados, e nas Figuras 3.3 e 3.4 apresentados os cortes esquemáticos do sítio dos locais das provas de carga.



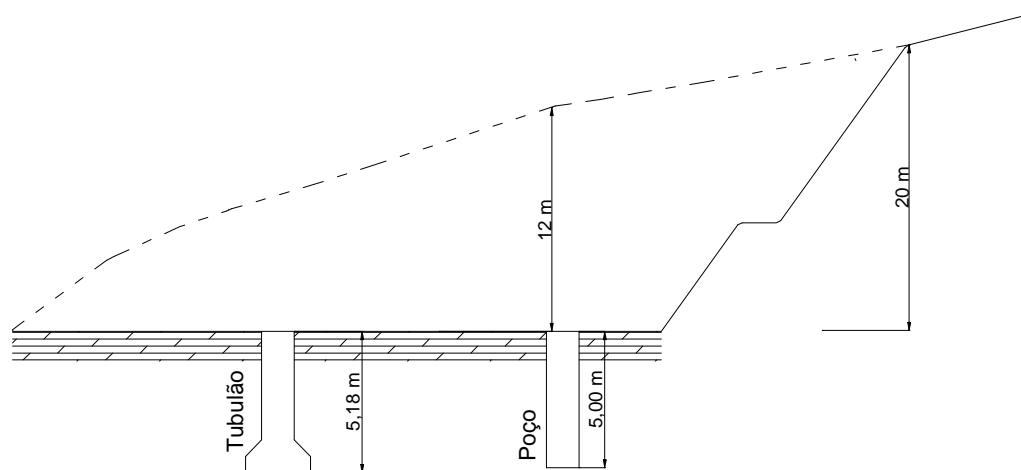
**Figura 3.2 – Localização dos poços de inspeção, dos ensaios e das fundações estudadas.**

Foram realizados ensaios de caracterização para determinação do teor de umidade natural do material, dos limites de Atterberg, do peso específico do solo e da granulometria conjunta.

Em seguida foram realizados ensaios de adensamento convencional e de compressão isotrópica. Para os ensaios de adensamento convencional, foram moldados três corpos de prova, sendo um para cada bloco de amostra indeformada, com a ajuda de anéis moldadores de aproximadamente 100 mm de diâmetro e 30 mm de altura.



**Figura 3.3 – Corte A-A'.**



**Figura 3.4 – Corte B-B'.**

Os ensaios de compressão isotrópica foram realizados em uma prensa triaxial de caminho de tensões controlado desenvolvida por Bishop e Wesley em 1975, com corpos de prova saturados de aproximadamente 38 mm de diâmetro e 76 mm de altura. Nesse mesmo equipamento, foram também realizados ensaios de resistência com tensão controlada em corpos de prova saturados e nesses mesmos diâmetros.

### **3.3.1.2 Ensaios realizados por MONTEIRO (1999)**

MONTEIRO (1999) executou uma série de ensaios de caracterização, deformabilidade e resistência do solo do Campo Experimental de Fundações

da UFV. Blocos de amostras indeformadas foram retirados em diversas profundidades de um poço de inspeção com 1,2 m de diâmetro. As amostras foram retiradas a 0,5; 1,5; 2,5; 3,5; e 4,5 m de profundidade.

Nos ensaios de compressibilidade (oedométricos), os corpos de prova foram moldados com anéis de 90 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Não foi feita saturação prévia, e os carregamentos foram de 12,5 a 1.600 kPa, dobrando-se a carga ao final de cada estágio, cuja duração foi de 24 horas.

Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras de 50,9 mm de lado e na umidade natural, bem como ensaios triaxiais CID em amostras de 35 mm de diâmetro e 80 mm de altura e nas condições de umidade natural.

### **3.3.2 Determinação de propriedades do solo via realização de prova de carga estática**

A prova de carga estática destaca-se como um dos mais importantes e consagrados ensaios de campo em engenharia de fundações. Existem vários dispositivos e técnicas empregados para o carregamento das fundações nesse tipo de ensaio.

O ensaio consiste basicamente em se aplicarem cargas conhecidas ao solo, através de um elemento estrutural, medindo-se os deslocamentos decorrentes. As cargas aplicadas devem representar as solicitações previstas da melhor forma possível, sejam elas verticais, sejam horizontais ou inclinadas, sejam de compressão ou de tração.

#### **3.3.2.1 Prova de carga na sapata**

LOPES (1997) realizou uma prova de carga numa sapata quadrada, com lado de 1,20 m, utilizando-se um sistema de reação em tirantes. Segundo esse autor, esta prova de carga foi realizada com base nas prescrições da norma brasileira NB-6.489/84.

De acordo com esse autor, a execução do ensaio foi dividida em duas etapas, com os seguintes objetivos:

1. Pretendia-se chegar a 1/3 da provável capacidade de carga do solo (que segundo o referido autor estaria compreendida na faixa de comportamento perfeitamente elástico do solo). Para tal, foram aplicados 10 estágios de carregamento até uma carga máxima de 648 kN, correspondendo a 450 kPa de pressão diretamente aplicada sobre o solo, realizando-se em seguida um descarregamento total, também em 10 estágios.
2. Pretendia-se levar o carregamento até a ruptura do solo ou à máxima capacidade de carga do sistema de reação.

Segundo LOPES (1997), em cada estágio de carregamento os deslocamentos verticais da sapata foram lidos imediatamente após a aplicação dessa carga. A aplicação de um novo carregamento só foi realizada após transcorridos, no mínimo, 30 minutos e quando foi verificado o critério de estabilização dos recalques prescritos pela NBR-6.489/84.

Ao atingir 1.440 kN de carga aplicada e oito dias ininterruptos de ensaio, os tempos de estabilização dos estágios começaram a se estender por demais, tendo estágios com duração de até 32 horas. Com a intenção de minimizar o tempo de estabilização das leituras, adotou-se um segundo critério para estabilização das deformações em que o tempo de duração das leituras foi limitado em oito horas.

O ensaio prosseguiu até se atingir 1.900 kN de carga aplicada. Nesse momento, os deslocamentos verticais eram tão elevados que não se conseguia manter uma pressão suficiente na bomba para transmitir uma carga constante ao solo. Decidiu-se, então, por encerrar o ensaio e considerar que a ruptura do solo ocorreu entre as cargas de 1.750 kN e 1.900 kN.

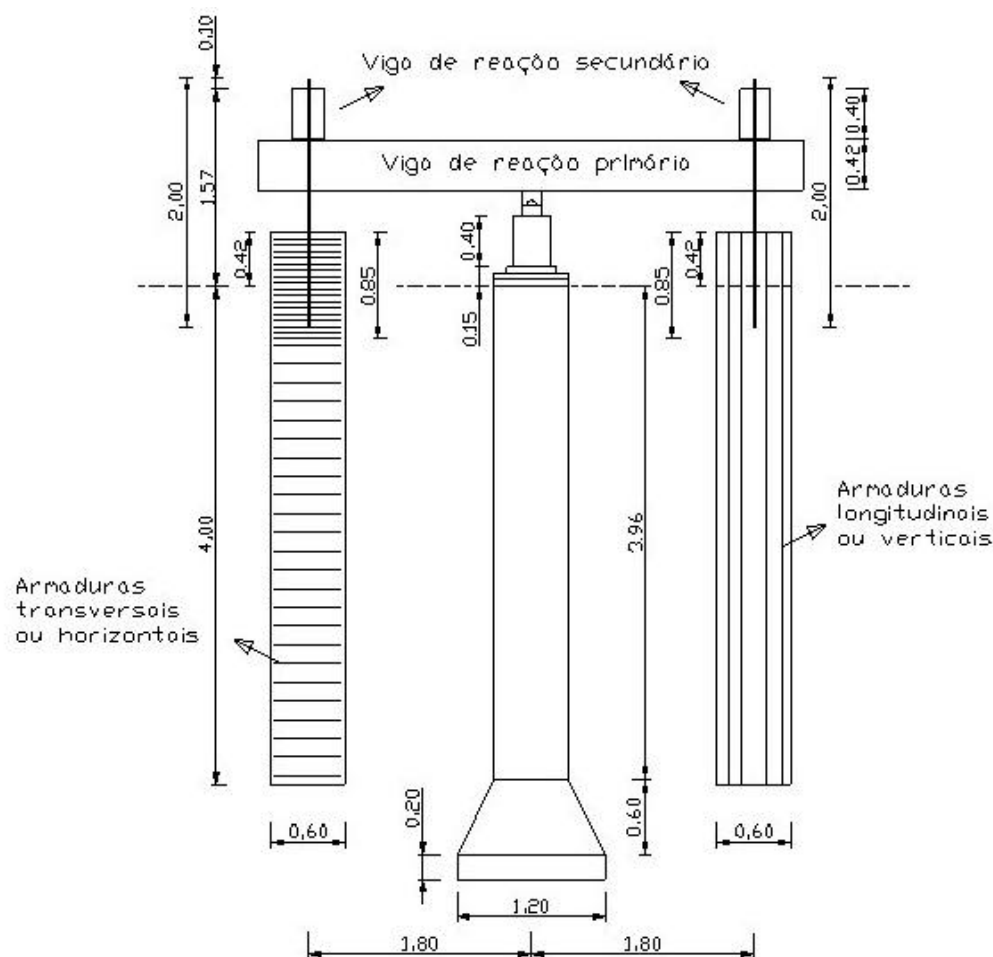
### **3.3.2.2 Prova de carga no tubulão**

SILVA (2000) realizou uma prova de carga num tubulão escavado manualmente a céu aberto, com base alargada, com diâmetros de fuste e base iguais a 0,60 m e 1,20 m, respectivamente. Esse tubulão teve sua base alargada a uma profundidade de 5,18 m, profundidade essa correspondente ao surgimento do lençol freático durante as escavações deste. Foi utilizado um sistema de reação através de dois tubulões escavados manualmente a céu

aberto, sem alargamento de base, com diâmetro de fuste igual a 0,60 m, ligados entre si e ao tubulão ensaiado, por um sistema de vigas metálicas e tirantes, conforme mostrado na Figura 3.5. Esses tubulões de reação foram executados até 4 m de profundidade e dimensionados de modo a trabalhar a esforços de tração.

O tubulão ensaiado, executado no ponto médio do alinhamento dos tubulões de reação, foi subdividido em três partes, separadas por discos flexíveis de isopor (parte hachurada da Figura 3.6), através de um processo construtivo adequado. Concluídas as etapas de concretagem dos tubulões e montagem do sistema de reação, deu-se início à fixação dos medidores de deslocamento, com a colocação de medidores de deslocamento do tipo “teltales”, internamente a tubos de PVC. Esse sistema foi projetado de maneira que se pudesse informar acerca de deslocamentos ocorridos em várias posições ao longo do tubulão. Todo procedimento de concretagem, montagem e instalação dos medidores de deslocamento é descrito, com detalhes, por DA SILVA (2000). O objetivo deste trabalho foi estudar, separadamente, cada uma dessas partes do tubulão, durante a execução da prova de carga. Nas Figuras 3.5 e 3.6, mostram-se alguns detalhes da montagem da prova de carga.

Na Figura 3.7, apresenta-se um esquema da divisão do tubulão ensaiado e da posição dos medidores de deslocamento do tipo “teltales”. Essa figura é de grande importância para interpretação dos resultados apresentados posteriormente. A descrição detalhada da metodologia empregada pelo referido autor foge dos objetivos deste trabalho.

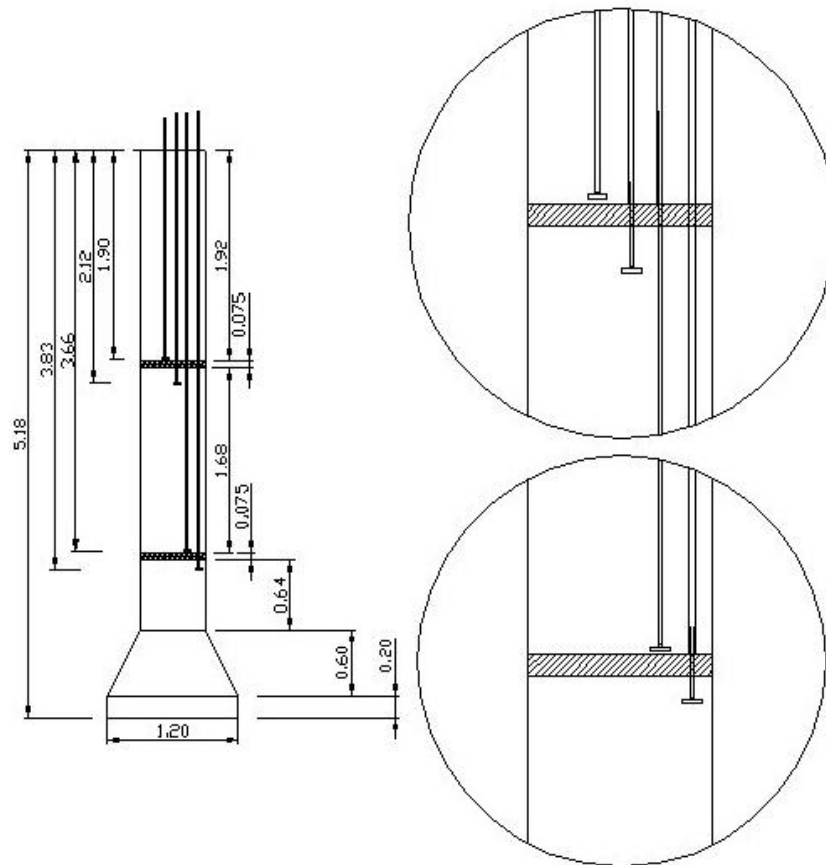


Fonte: DA SILVA (2000)

**Figura 3.5 – Esquema de montagem da prova de carga realizada por DA SILVA (2000).**

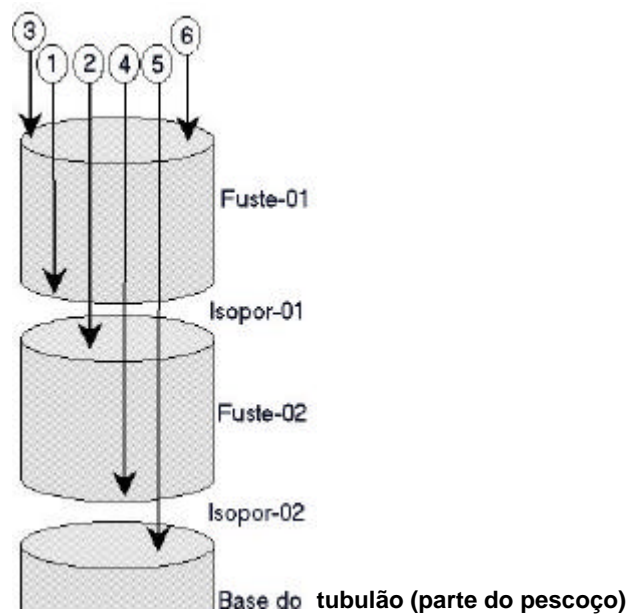
Segundo esse autor, desprezando as deformações ocorridas no concreto, tem-se que cada parte do tubulão se desloca como um bloco rígido, sem sofrer deformações significativas. Portanto, qualquer deslocamento se deve às deformações registradas nas placas de isopor e ao recalque sofrido pela base do tubulão. Além disso, pelo fato de poder desprezar as deformações do concreto, pode-se assumir que o deslocamento do fuste 1 é o mesmo do topo do tubulão.

O esforço resistido por atrito lateral do fuste 1 é a diferença entre a carga aplicada pelo macaco (somado ao peso próprio do fuste 1) e a carga registrada na base desse trecho. Essa carga pode ser calculada a partir da retroanálise das deformações registradas nas placas de isopor. Raciocínio similar aplica-se aos demais trechos do tubulão, de modo a se conseguir o diagrama de transferência de cargas ao longo do fuste e na base do tubulão.



Fonte: DA SILVA (2000)

**Figura 3.6 – Esquema de posicionamento dos PVC's para colocação dos medidores de deslocamento do tipo "teltales".**



Fonte: DA SILVA (2000)

**Figura 3.7 – Esquema do modo de trabalho dos medidores de deslocamento do tipo "teltales".**

O ensaio teve que ser interrompido antes de se atingir a ruptura da base do tubulão ensaiado, devido à insuficiência do sistema de reação em face do elevado nível da carga aplicada a ele.

### **3.3.3 Determinação das propriedades geotécnicas do solo via ensaios de campo**

Foram realizados no Campo Experimental de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa diversos ensaios de campo. Esses ensaios foram realizados por professores, mestrandos e empresas especializadas em geotecnia interessadas em pesquisa, com os intuitos de caracterizar e determinar as propriedades do solo local e de possibilitar a realização de futuras correlações entre os ensaios de campo e de laboratório.

#### **3.3.3.1 Ensaios de cone (CPT)**

Foram realizados dois ensaios de cone (CPT). Os ensaios foram executados em junho de 1999 pela empresa PTS Pesquisas Tecnológicas do Solo Ltda, seguindo-se os procedimentos prescritos pela norma brasileira MB-3.406/91.

Com relação aos resultados obtidos na realização do ensaio CPT, pode-se dizer que:

- Foram executados, de forma a obter os parâmetros de resistência de ponta ( $q_c$ ) e resistência total ( $R_t$ ).
- Além dessas informações, foram feitas também, como informação complementar, a verificação da posição do lençol freático, medido a uma profundidade de 5,20 m no furo resultante do ensaio CPT-1.

As resistências medidas foram obtidas devido à introdução no solo (cravação estática/contínua) de uma ponteira cone tipo “Delft” ou “Gouda”, solidária a um conjunto de tubos e hastes, sendo os resultados receptíveis a uma célula de carga elétrica e simultaneamente trazidos por processadores eletrônicos em digital e gráficos, com fornecimento imediato dos dados.

As dimensões da ponteira utilizada são:

- Diâmetro da base e do corpo do cone: 3,57 cm.
- Área de projeção do cone: 10 cm<sup>2</sup>.
- Ângulo de abertura do cone ou de penetração da ponta: 60 graus.

A velocidade de cravação foi de 2 cm/s, sendo esta controlada por processadores especiais.

A verticalidade dos ensaios foi garantida por um sistema hidráulico de nivelamento, com verificação final por nível ótico de precisão. O lastreamento/ancoragem do equipamento de cravação utilizado se dá por intermédio do próprio veículo (caminhão) ao qual está instalado.

### **3.3.3.2 Sondagens à percussão (SPT)**

Os programas de sondagens à percussão efetuados no Campo Experimental de Fundações do DEC/UFV foram realizados por MINETTE et al. (1995), LOPES (1997) e DA SILVA (2000).

As sondagens foram executadas conforme as prescrições das normas NBR-6.484/80 (Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos) e as amostras provenientes dessas sondagens, classificadas segundo a NBR-7.250/82.

Utilizou-se nessas sondagens um equipamento de sondagem simples, operado manualmente. Conforme prescrito em norma, os avanços foram realizados de metro em metro, via trado espiral até a detecção do nível d'água, passando-se, então, ao avanço por circulação de água.

MINETTE et al. (1995) apresentaram um perfil geotécnico do talude remanescente interpolado através da execução de três furos de sondagem SPT (SP-A, SP-B e SP-C), realizados por técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos do DEC/UFV, no topo do talude remanescente, nos fundos do platô do Campo Experimental, nas proximidades da estação meteorológica.

LOPES (1997) realizou um programa de sondagens à percussão no platô do Campo Experimental do DEC/UFV. Foram executados três furos (SPT-1, SPT-2 e SPT-3), com a ressalva de que, para um melhor detalhamento do perfil geotécnico e diferindo do prescrito em norma, os ensaios de

penetração SPT foram realizados a cada 0,50 m, sendo retiradas amostras utilizadas para o ensaio de simples classificação tátil-visual do solo.

DA SILVA (2000) também executou dois furos de sondagem (SPT-01 e SPT-02) para os estudos realizados em seu trabalho. Essas sondagens foram executadas de acordo com a metodologia empregada por MINETTE et al. (1995). É importante citar que as sondagens realizadas por DA SILVA (2000) foram executadas após a abertura e concretagem do tubulão por ele ensaiado.

### **3.3.3.3 Ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT)**

DE PAULA (1998), MONTEIRO (1999) e DA SILVA (2000) realizaram programas de sondagens dilatométricas no Campo Experimental de Fundações da UFV. Entretanto, devido à ausência de alguns resultados, serão utilizados para possíveis análises e comparações os resultados dos ensaios realizados por MONTEIRO (1999) e DA SILVA (2000).

A metodologia empregada na realização desses programas de ensaios dilatométricos foi a 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 20 cm de profundidade, sendo, em geral, 15 segundos após atingir a profundidade desejada.

Utilizou-se como sistema de ação-reação um sistema de 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”. Nesse caso, a velocidade de inserção do dilatômetro foi relativamente baixa, em comparação com mecanismos hidráulicos de inserção, como os utilizados nos ensaios CPT (2 cm/s). Maiores detalhes desse sistema de reação e inserção podem ser visualizados no trabalho realizado por DE PAULA (1998).

## 3.4 Ensaios pressiométricos de Ménard

### 3.4.1 Descrição do equipamento utilizado

O equipamento pressiométrico utilizado neste trabalho foi recentemente adquirido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (DEC/UFV), para fins de pesquisa do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área Geotecnia. O equipamento é um Pressiômetro de Ménard do tipo GC, fabricado pela empresa francesa APAGEO SEGELM, equipado com um sistema de aquisição de dados automatizado (“SPAD - APAGEO Pressuremeter Acquisition System”), mostrado na Figura 3.8. Já a Figura 3.9 mostra o interior da caixa de monitoramento.



**Figura 3.8 – Pressiômetro de Ménard equipado com sistema de aquisição automática de dados, fabricado pela APAGEO SEGELM.**



**Figura 3.9 – Visão interna da caixa de monitoramento do equipamento fabricado pela APAGEO SEGELM, com aquisição automática de dados.**

Pode-se dizer que o pressiômetro de Ménard, adquirido pelo DEC/UFV, é composto basicamente de cinco partes principais:

- ❑ Unidade de controle (caixa de monitoramento)
- ❑ Sonda pressiométrica
- ❑ Mangueiras de conexão
- ❑ Fonte de pressão
- ❑ Sistema de aquisição de dados

#### **3.4.1.1 Unidade de controle (caixa de monitoramento)**

O painel ou unidade de controle aloja-se em um contêiner portátil (caixa de monitoramento), equipado com três pernas removíveis e protegido por uma tampa.

Por meio da unidade de controle pode-se aplicar a pressão incrementalmente (válvulas e manômetros) e medir as deformações geradas no solo (volumímetro), por meio das variações volumétricas da célula central.

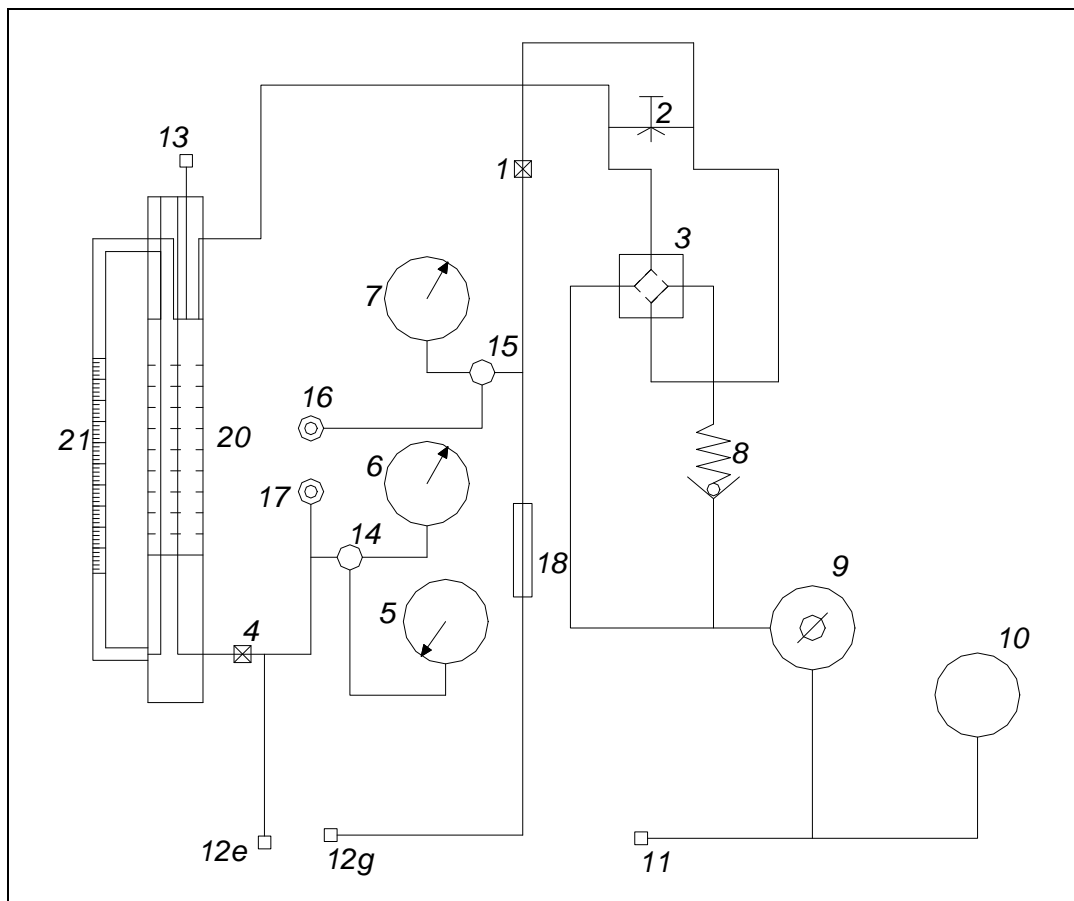
Todas as válvulas e medidores de pressão (manômetros) estão instalados no painel de controle que se localiza na parte frontal da caixa de monitoramento, que, quando aberta, tem-se acesso aos tubos e conexões internas da unidade de controle.

Embora exista apenas uma fonte de energia para todo o sistema, o gás, ao entrar na caixa de monitoramento, passa por uma válvula principal de pressão indo para dois circuitos independentes, os quais são descritos abaixo, resumidamente, e mostrados na Figura 3.10:

- **Circuito 1:** Passa por um manômetro e pressuriza as células de guarda
- **Circuito 2:** Faz uma interface gás x água no reservatório de água, o que faz com que a água seja injetada, sob pressão, dentro da célula central ou de medição, e esta pressão é lida por outro manômetro no painel de controle.

É de fundamental importância citar a existência de uma válvula diferencial reguladora (retardadora) de pressão que, dependendo da profundidade que o ensaio será realizado, pode integrar o circuito 1 ou 2, o que faz com que a pressão nas células de guarda seja sempre menor que a pressão na célula central de medição.

A caixa de monitoramento pode ser configurada para trabalhar com intervalos de pressão de 0 a 2.500 kPa (0-25 bars), 0 a 6.000 kPa (0-60 bars) ou de 0 a 10.000 kPa (0-100 bars).



- 1- Registro de suprimento de gás;
- 2- Válvula de descarga dos circuitos;
- 3- Válvula do tipo 4-way;
- 4- Registro de suprimento de água;
- 5- Manômetro 0-250 kPa (célula central);
- 6- Manômetro 0-600 kPa (célula central);
- 7- Manômetro 0-250 kPa (células de guarda);
- 8- Regulador retardador de pressão;
- 9- Regulador principal de pressão;
- 10- Manômetro principal de suprimento de gás;
- 11- Conector para suprimento de gás;
- 12e- Conector de saída de água;
- 12g- Conector de saída de gás;

- 13- Conector para suprimento de água para o reservatório;
- 14- Válvula seletora de manômetros da célula central;
- 15- Válvula seletora de manômetros das células de guarda;
- 16- Conector fêmea para instalação de manômetro suplementar para o circuito de gás (células de guarda);
- 17- Conector fêmea para instalação de manômetro suplementar para o circuito de água (célula central);
- 18- Filtro de proteção;
- 20- Reservatório de água;
- 21- Volumímetro.

Fonte: adaptado APAGEO SEGELM (1998)

**Figura 3.10 – Esquema interno do pressiômetro da APAGEO SEGELM.**

### 3.4.1.2 Sonda pressiométrica (Tipo GC)

Apresenta-se como uma sonda cilíndrica com núcleo metálico e três células superpostas, descrita e visualizada em detalhes neste subitem. Possui diâmetro nominal de 63 mm e pode ser descrita, de acordo com a classificação do DCDMA (“Diamond Core Drill Manufacturer’s Association”), como do tipo BX. A sonda do tipo GC é também conhecida como “sonda de células encamisadas”, conforme mostrado na Figura 3.11.

Utiliza-se da água na pressurização da cavidade e na medição das variações de volume, sendo esta armazenada por uma membrana impermeável de borracha, devidamente fixada no núcleo, que forma a célula central.



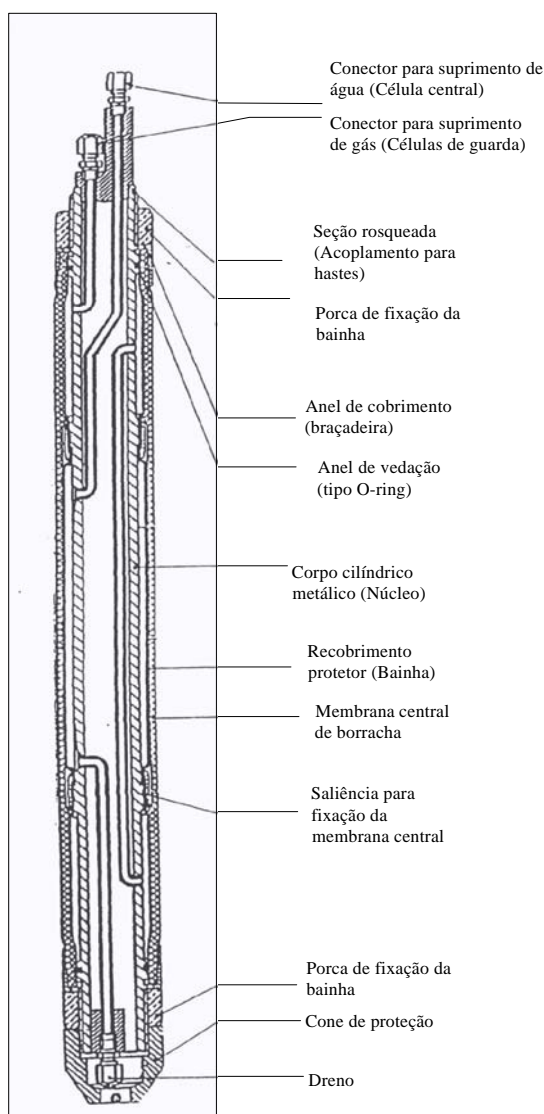
**Figura 3.11 – Sonda pressiométrica e mangueiras de conexão.**

A sonda pressiométrica do tipo GC consiste basicamente de:

1. Um corpo cilíndrico metálico (núcleo), com duas saliências simétricas e anéis de vedação que ajustam os limites entre a célula central e as células de guarda.
2. Uma membrana de borracha formando a célula central.
3. Um revestimento protetor (bainha), fixo por anéis de revestimento (braçadeiras), presos através de porcas.

4. Dois conectores separados no topo da célula: um para o suprimento de água para a célula central (maior) e o outro para suprimento de gás para as células de guarda (menor).
5. Um dreno na parte inferior da sonda, devidamente protegido por um cone metálico.
6. Uma seção rosqueada no topo da sonda para a acoplagem das hastes de manipulação.

A Figura 3.12 mostra um corte esquemático da sonda tipo GC, indicando as partes acima descritas.



Fonte: adaptado de APAGEO SEGELM (1998)

**Figura 3.12 – Detalhamento da sonda pressiométrica do tipo GC.**

### **3.4.1.3 Mangueiras de Conexão**

São tubos de conexão entre a caixa de monitoramento e a sonda pressiométrica, utilizados para injetar água e gás dentro da sonda e fabricados com dois tubos plásticos, podendo, inclusive, serem coaxiais ou duplos, um para a água e outro para o gás.

Originalmente, a mangueira mais utilizada era do tipo coaxial, onde o tubo externo transmitia a pressão de gás às células de guarda, e o tubo interno injetava água na célula central.

Desde 1986, a APAGEO SEGELM desenvolveu um novo tipo de mangueira, composta por dois tubos, lado a lado, com circuitos completamente independentes. Tubos Rilsan de 3-6 mm de diâmetro são usados para este novo tipo de mangueira, sendo o tubo de cor vermelha para as células de guarda (gás) e o de cor preta para a célula central (água). A conexão e desconexão dos tubos são muito simples em razão da utilização de sistemas equipados com engates rápidos.

É importante ter em mente que, quando se trabalha com valores de pressão elevados, é comum ocorrer uma sensível expansão da mangueira (tubos). Portanto, é necessário que os resultados do ensaio pressiométrico, nestes casos, sejam corrigidos, levando em consideração estas perdas de volume.

### **3.4.1.4 Fonte de Pressão**

A fonte de pressão consiste em um cilindro de gás comprimido, no caso deste trabalho, gás nitrogênio ( $N_2$ ), sendo este uma fonte simples, barata e de fácil obtenção, além de ser recomendada pelo fabricante do equipamento.

Salienta-se que, em se tratando de uma fonte de pressão, a condição ideal é a estabilidade da pressão fornecida ao sistema e, sob o ponto de vista de segurança, é recomendável a utilização de um gás de baixo risco.

Esta fonte de pressão (garrafa de gás comprimido) é ligada ao painel de controle da caixa de monitoramento, por meio de um mangote capaz de resistir a altas pressões, associado a sistemas de válvulas reguladoras na garrafa e na entrada da caixa de monitoramento, além de possuir sistemas de engate rápido para acoplagem ao painel de controle.

#### **3.4.1.5 Sistema de aquisição de dados**

O sistema de aquisição de dados controla automaticamente a duração de cada estágio de pressão, armazenando as leituras de volume. Este sistema é alimentado por uma bateria externa de 12 Volts.

É dotado de um cartão de memória, em que podem ser armazenados resultados de mais de 700 ensaios. Este cartão de memória pode ser devidamente analisado por um programa especial de computador (“PRESSIO SOFTWARE”), que calcula todos os parâmetros do ensaio, de resistência e deformabilidade, além de representá-los graficamente

Entretanto, neste trabalho este sistema de aquisição de dados não foi utilizado, por problemas de calibração das células de pressão do equipamento.

### **3.5 Metodologia do ensaio PMT**

Para que um ensaio pressiométrico seja corretamente executado e que resultados satisfatórios possam ser obtidos, este deve ser realizado seguindo-se, criteriosamente, três procedimentos básicos:

#### **3.5.1 Saturação do Sistema**

Considera-se uma operação fundamental para o sucesso do ensaio pressiométrico e deve ser realizada cuidadosamente. A má execução poderá trazer bolhas de ar ao sistema (tubulações e célula central) que, quando submetidas a altas pressões, serão dissolvidas, implicando em variações de volume que não correspondem às variações volumétricas geradas no solo. Por isso, recomenda-se a utilização de água destilada e deaerada.

Este procedimento é realizado através da aplicação de uma pequena pressão, em torno de 25 kPa (0,25 bar), com a sonda pressiométrica virada de cabeça para baixo e com o dreno aberto, até que não se observe a ocorrência de bolhas de ar no sistema, como mostrado na Figura 3.13.



**Figura 3.13 – Operação de saturação do sistema – drenagem da sonda (cabeça para baixo).**

### **3.5.2 Calibrações**

Ensaio de calibração devem ser realizados para uma posterior correção da curva pressiométrica obtida. Estes ensaios são necessários devido:

- À resistência do recobrimento (bainha) e da membrana durante a expansão da sonda ser função do volume medido – Ensaio de Calibração quanto a Perdas de Pressão; e
- Ao acréscimo de volume do equipamento (mangueiras e tubos internos) ser função da pressão aplicada, independente da expansão do furo – Ensaio de Calibração quanto a Perdas de Volume.

### **3.5.2.1 Ensaio de perda de pressão (“pressure loss test”)**

O recobrimento e a membrana da célula central apresentam uma sensível resistência à expansão, que aumenta à medida que estes são inflados. Esta resistência (rigidez) deve ser subtraída dos valores de pressão aplicados pela unidade de controle para cada expansão de volume registrada, já que a pressão aplicada ao solo é pouco menor que aquela aplicada à sonda pressiométrica.

Realizou-se este ensaio como se segue:

Colocou-se a sonda ao lado da unidade de controle, na vertical, ao ar livre, com o centro da célula central no mesmo nível da parte intermediária do volumímetro, conforme mostrado na Figura 3.14. Em seguida, a sonda foi inflada com pequenos acréscimos de pressão de 25 kPa (0,25 bar), com 1 minuto de duração cada. Devem ser realizadas leituras das variações de volume correspondentes a 15, 30 e 60 segundos, após a estabilização da pressão aplicada, obtendo-se assim uma curva pressão x volume (60s).

A sonda pressiométrica deve ser calibrada para correções de perdas de pressão, toda vez que um novo recobrimento (bainha) e membrana forem utilizados. Estes ensaios devem ser realizados, também, antes do primeiro e após o último ensaio do dia. BAGUELIN et al. (1978) recomendam que recalibrações devem ser realizadas a cada 20 ensaios, quando um mesmo conjunto (membrana e recobrimento) é utilizado e, a cada 10 ensaios, quando a rigidez do mesmo é representativa em relação à obtenção das pressões limites.

Ao longo deste trabalho, verificou-se que, para cada conjunto de membrana e recobrimento utilizado, obteve-se uma certa constância nos valores a serem corrigidos, após um certo número de calibrações e ensaios.



**Figura 3.14 – Ensaio de calibração quanto a perdas de pressão.**

### **3.5.2.2 Ensaio de perda de volume (“volume loss test”)**

Conforme dito anteriormente, quando se trabalha com valores elevados de pressão, é natural que ocorram aumentos de volume no sistema em razão da dilatação das tubulações internas e das mangueiras que fazem a ligação entre a caixa de monitoramento e a sonda pressiométrica. Outras perdas de volume podem ser levadas em consideração como a compressibilidade da água, das membranas e dos recobrimentos de borracha.

Realizou-se o ensaio de calibração quanto a perdas de volume da seguinte forma:

A sonda foi introduzida e inflada dentro de um tubo de aço resistente, que pode ser considerado rígido, com um pequeno incremento inicial de pressão (100 kPa), necessário para que a membrana e o recobrimento se ajustem perfeitamente às paredes do tubo. Em seguida, aplicaram-se incrementos sucessivos (250 kPa), com 60 segundos de duração cada, anotando-se os volumes ( $V_{60}$ ) correspondentes ao término de cada estágio de pressão aplicado. O resultado deste ensaio é apresentado na forma de uma curva pressão x volume (60s). A Figura 3.15 ilustra o procedimento descrito acima.



**Figura 3.15 – Ensaio de calibração quanto a perdas de volume.**

Determinam-se, também, neste ensaio, o volume inicial da célula central ou da sonda ( $V_s$ ) e o coeficiente de expansão do aparelho ( $a$ ).

Estas perdas de volume são usualmente negligenciadas quando se obtêm valores de módulos pressiométricos inferiores a 100 MPa. Pode-se dizer também que, em geral, a calibração, quanto a perdas de volume, só é realizada para ensaios que serão conduzidos a altas pressões (por exemplo, ensaios realizados em rochas). Neste trabalho, não foram realizadas correções de volume quanto a perdas de volume, já que estas são muito pequenas para os solos ensaiados.

Segundo a ASTM D-4.719/87, estas perdas de volume não precisam ser levadas em consideração, quando estas correções forem inferiores a 0,1% do volume nominal da parte de medição (célula central) da sonda desinflada por 100 kPa de pressão.

### **3.5.3 Ensaio propriamente dito**

A idéia básica do ensaio pressiométrico de Ménard é a expansão de uma cavidade cilíndrica formada no solo para que se possa observar a relação entre a pressão aplicada e a deformação gerada no solo.

Na prática, escava-se um pré-furo até a profundidade na qual será realizado o ensaio, sendo que o comprimento deste furo deverá formar uma cavidade cilíndrica. A sonda pressiométrica é inserida no furo e inflada para expandir a cavidade, enquanto são medidas as variações de volume. A sonda é devidamente projetada para que o comprimento da cavidade não sofra variação, ou seja, o acréscimo de volume é devido, apenas, à expansão radial do pré-furo.

#### **3.5.3.1 Detalhamento da metodologia utilizada**

Antes do início do ensaio propriamente dito, alguns procedimentos básicos devem ser observados e seguidos:

- O equipamento (painel de controle) deve ser ajustado para trabalhar com intervalos de pressão adequados para o solo a ser ensaiado. Para tal, deve-se estimar a resistência do solo e fazer a escolha dos manômetros que serão utilizados com a finalidade de obter uma sensibilidade e acurácia adequadas nos mesmos;
- Deve-se escolher a tubulação a ser utilizada, considerando-se as profundidades a serem alcançadas. A utilização de mangueiras muito compridas trará problemas na saturação do sistema e de correções de volume;
- A escolha do recobrimento protetor (bainha) e da membrana deve ser devidamente realizada, sendo esta uma função do nível de pressão a ser atingido e do tipo de solo a ser ensaiado.

Após realizados todos os ajustes e escolhas, inicia-se o ensaio, introduzindo-se a sonda pressiométrica em um pré-furo, logo após a sua escavação. Neste trabalho, a escavação do pré-furo foi realizada, utilizando-se de um trado do tipo cavadeira, com formato cônico. Nas Figuras 3.16 e 3.17

mostram-se, respectivamente, as fases de escavação do pré-furo e a sonda devidamente inserida dentro do pré-furo, logo após a sua escavação.



**Figura 3.16 – Fase de escavação do pré-furo.**



**Figura 3.17 – Sonda pressiométrica inserida dentro do pré-furo.**

Realizou-se o ensaio metro a metro, sendo a determinação da profundidade do ensaio medida do meio da célula central da sonda pressiométrica à superfície do terreno.

Antes de aplicar os incrementos de pressão, deve-se, a cada metro, verificar a diferença de pressão entre as células de guarda e a central, ajustando-se esta diferença de acordo com a profundidade do ensaio.

Após aplicados e mantidos níveis de pressão no solo por um período de 1 minuto cada, anotam-se as leituras realizadas no volumímetro aos 15, 30 e 60 segundos. Esta etapa do ensaio é mostrada na Figura 3.18.



**Figura 3.18 – Ensaio em execução, fase de aplicação de pressões e realização de leituras.**

Realizou-se esse procedimento até obter uma variação de volume em torno de 700 a 750 cm<sup>3</sup> (limite do volumímetro). Encerrada a fase de carregamento do solo, deve-se esvaziar a sonda lentamente para não danificar a membrana central.

O término do ensaio ocorre geralmente entre o oitavo e o décimo quarto estágio de pressão (desde que a resistência do solo tenha sido devidamente estimada), ou seja, o ensaio tem em média de dez a quinze minutos de duração. Sendo assim, pode-se dizer que para solos sedimentares ou residuais, o ensaio pressiométrico é essencialmente realizado em condições não drenadas em solos argilosos, e drenadas quando realizados em areias e pedregulhos.

### **3.5.3.2 Realização do pré-furo**

Uma consideração importante e de caráter prático, deve ser feita em relação ao diâmetro nominal do pré-furo. O diâmetro do pré-furo deve ser calibrado de maneira adequada, já que a fase de escavação deste é uma das

principais etapas a serem seguidas num ensaio pressiométrico padronizado, não podendo ser dissociada do ensaio propriamente dito.

De acordo com a ASTM D-4.719/87, o pré-furo deve satisfazer à seguinte relação:

$$1,03 D_s < \text{diâmetro do furo} < 1,2 D_s$$

em que  $D_s$  é o diâmetro nominal da sonda (63 mm). Logo, tem-se que o pré-furo deve satisfazer às seguintes dimensões:

$$64,9 \text{ mm} < \text{diâmetro do furo} < 75,6 \text{ mm}$$

Isto se deve ao diâmetro do pré-furo que deve ser suficiente para a inserção da sonda pressiométrica, pois um valor superior faria com que grande parte da água do reservatório e do volumímetro fosse consumida apenas durante a fase de acomodação da membrana às paredes do pré-furo, o que torna a quantidade de água armazenada no equipamento insuficiente para que a pressão limite seja atingida ou que possa vir a ser estimada, além de se tornar um perigo real de rompimento da membrana. Nos ensaios realizados neste trabalho, obtiveram-se diâmetros de pré-furos em torno de 66 a 68 mm, cujas dimensões foram obtidas, medindo-se a boca dos furos logo após as suas escavações. Espera-se que estas sejam as mesmas ao longo de todo o pré-furo.

Para que se tenha idéia das dimensões (diâmetros) do pré-furo ao longo de sua extensão, deve-se fazer uma retroanálise a partir do volume inicial  $V_0$  (volume correspondente à pressão horizontal inicial ( $p_0$ )), obtido para cada profundidade do ensaio. Quando o diâmetro do pré-furo não é devidamente calibrado, tem-se um valor de  $V_0$  superior a  $200 \text{ cm}^3$  e, conseqüentemente, para se obter a pressão limite, necessitam-se de variações de volume na sonda muito superiores a  $750 \text{ cm}^3$  ( $900$  a  $1.200 \text{ cm}^3$ ), o que impossibilita a obtenção direta ou por extrapolação da pressão limite.

Outra consideração importante, quando se analisam resultados de ensaios pressiométricos com pré-furo, pode ser feita em relação ao tipo de ferramenta utilizada na escavação do mesmo. As paredes do furo devem se

manter o mais “intactas” possível. Estudos realizados por BRANDT (1978) mostraram que quanto maior for o amolgamento provocado nas paredes do pré-furo, menores serão os valores obtidos dos módulos pressiométricos. Estudos semelhantes a este foram realizados por Jézéquel et al. (1969) e Nazaret (1972), citados por BAGUELIN et al. (1978). Portanto, deve-se reduzir ao máximo o grau de perturbação gerado durante a escavação do pré-furo, evitando, assim, a adoção de alguns métodos de escavação para determinados tipos de solos.

Segundo BAGUELIN et al. (1978), a experiência tem mostrado que ensaios pressiométricos realizados em pré-furos escavados com o auxílio de trados manuais possuem curvas de expansão mais semelhantes aos formatos das curvas típicas deste ensaio (S-Shape), sendo que os valores obtidos dos parâmetros ( $E_m$  e  $p_l$ ) são os mais recomendados para uso em projetos de fundações. Apesar de suas limitações, o trado manual é tido como ferramenta básica de referência para escavações de ensaios pressiométricos com pré-furo. A principal limitação dos trados manuais diz respeito à dificuldade em se escavar profundidades superiores a 5 m. Nesses casos, durante as escavações dos pré-furos realizados nesse trabalho, observaram-se maiores dificuldades na recuperação do solo escavado (principalmente abaixo do lençol freático), na manutenção da integridade das paredes do furo e na operação de escavação propriamente dita.

#### **3.5.4 Ensaio cíclicos e com descarregamento**

A grande maioria dos ensaios pressiométricos é conduzida até que se obtenha uma deformação da sonda (da cavidade) suficiente para a determinação da pressão limite. Ao atingir esta deformação, a sonda é desinflada sem maiores problemas. Entretanto, é possível, durante a fase pseudo-elástica do ensaio pressiométrico, a realização de ensaios cíclicos.

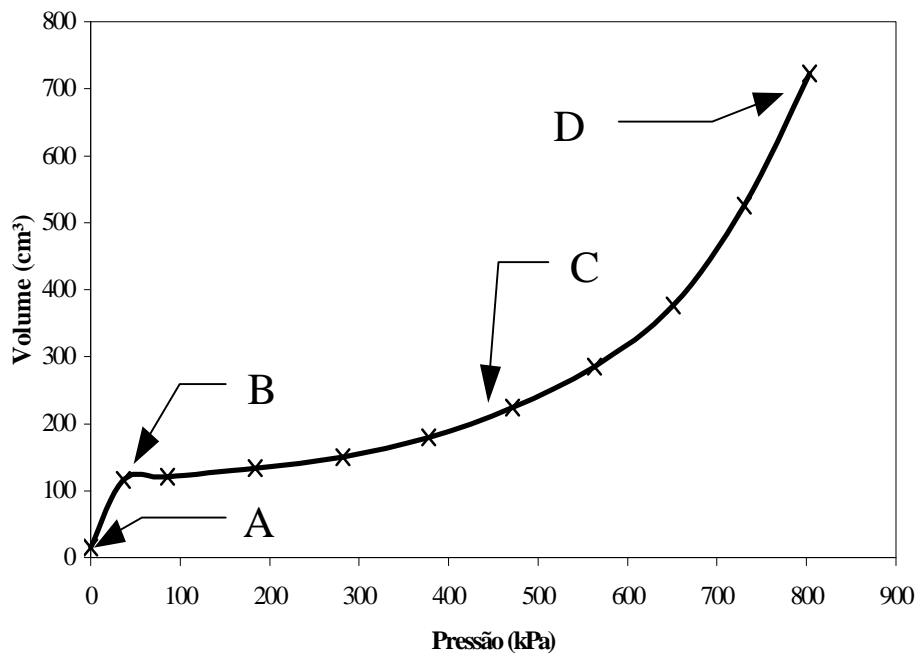
O ensaio pressiométrico cíclico consiste na aplicação de ciclos de descarregamento e carregamento com incrementos iguais de pressão, durante a fase linear da curva pressiométrica, que é conduzido com a finalidade de se obterem os módulos  $G_u$  e  $E_m^-$ , correspondentes à fase de descarregamento, e

os módulos  $G_r$  e  $E_m^+$ , determinados a partir da curva de recarregamento do solo.

Para desinflar a sonda pressiométrica, após o término de um ensaio padrão com estágios controlados de pressão, necessita-se de outro procedimento complementar que pode ser realizado em ensaios pressiométricos, fazendo com que se obtenha uma curva de “resposta” (rebound) do solo. Este procedimento é comumente adotado em ensaios realizados com pressiômetros autoperfurantes. FERREIRA (1992) cita a importância destas curvas de descarregamento para diversos tipos de ensaios pressiométricos (PBP, SBP e PIP). Segundo este autor, um ensaio pressiométrico “completo” deve possuir as fases de carregamento e descarregamento total, além de ciclos de carregamento e descarregamento na fase pseudo-elástica (ensaio cíclico). A importância desta fase de descarregamento é devido à fase de carregamento ser sensivelmente afetada pelas perturbações geradas ao solo durante a fase de instalação da sonda pressiométrica, principalmente nos ensaios de pré-furo, dotados de uma fase de escavação e posterior inserção da sonda.

### **3.6 Interpretação dos resultados dos ensaios pressiométricos**

O ensaio pressiométrico de Ménard é um ensaio de tensão controlada, em que são aplicados estágios de pressão e medidas as variações de volume correspondentes. Com os valores acumulados das variações volumétricas correspondentes a cada estágio, traça-se um gráfico variação de volume x variação de pressão. A Figura 3.19 apresenta a forma típica da curva do ensaio pressiométrico de Ménard (com pré-furo), que possui três regiões com fases distintas:



**Figura 3.19 – Curva típica de um ensaio pressiométrico de Ménard.**

A primeira fase (trecho AB)  $\Rightarrow$  corresponde à expansão da sonda (inicialmente em repouso) até que esta se encoste nas paredes do furo (ajuste da sonda ao furo) e ao recarregamento do solo adjacente às paredes do furo, amolgado durante o processo de escavação até uma pressão ( $p_0$ ) correspondente ao estado de tensão inicial do solo antes da escavação;

A segunda fase (trecho BC)  $\Rightarrow$  corresponde a uma relação pseudo-elástica entre as tensões aplicadas e as deformações geradas no solo. Nessa fase, pode-se aplicar a Teoria da Elasticidade, para a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo.

A terceira fase (trecho CD)  $\Rightarrow$  corresponde a das grandes deformações, indicando o comportamento plástico do solo em torno da cavidade com a ruptura sendo atingida gradualmente. A partir dessa fase, calculam-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

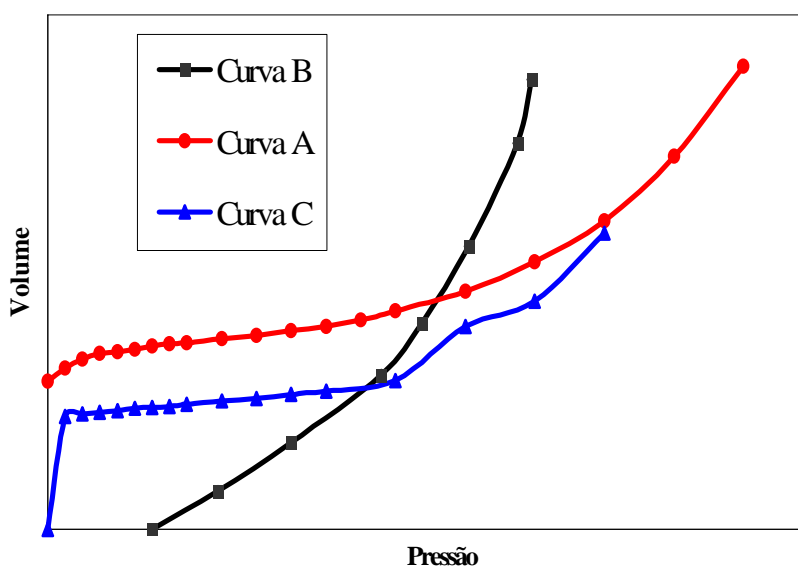
Quando a realização do pré-furo é mal executada, em que se obtém um diâmetro inferior ou superior aos limites especificados, tem-se uma curva pressiométrica corrigida que “foge” da forma típica da curva mostrada, anteriormente. Na Figura 3.20, mostram-se alguns diferentes formatos de

curvas corrigidas que foram obtidas em ensaios pressiométricos de Ménard com pré-furo:

- Curva A: o diâmetro final do pré-furo superior às especificações exigidas
- Curva B: o diâmetro final do pré-furo inferior às especificações exigidas ou de ensaios realizados em solos expansivos.
- Curva C: quando a sonda pressiométrica é colocada “atravessando” duas camadas de solos diferentes ou com veios de pedregulhos, ou melhor, quando uma destas camadas atravessadas é muito mais rígida que a outra.

Este último caso representa uma situação crítica de ensaio, em que a membrana e o recobrimento normalmente se rompem durante o ensaio.

É importante observar que a qualidade de um ensaio pressiométrico pode ser avaliada principalmente através da curva experimental corrigida, sendo as possíveis anomalias observadas parcialmente ou completamente explicadas apenas por uma simples análise do formato das mesmas.

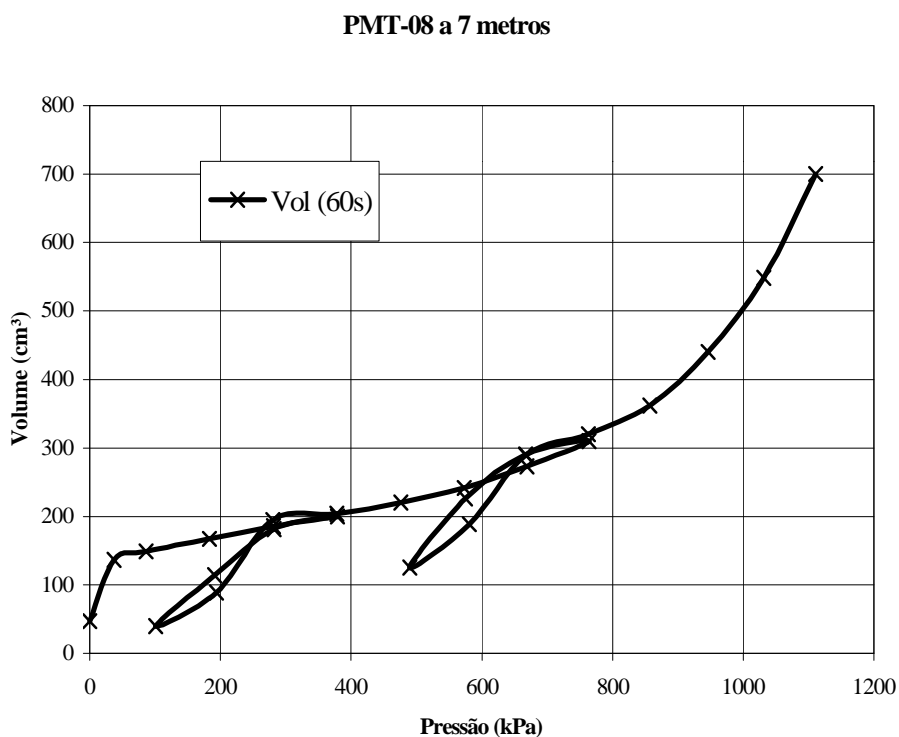


**Figura 3.20 – Curvas pressiométricas “defeituosas” obtidas de um ensaio com pré-furo.**

### 3.6.1 Resultados de ensaios cíclicos e com descarregamento

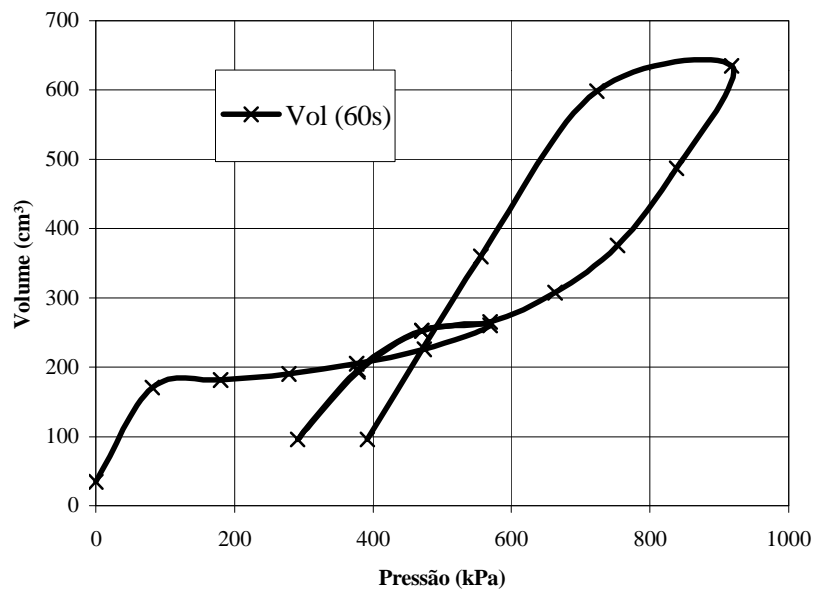
A Figura 3.21 mostra o resultado de um ensaio cíclico com duas etapas de descarregamento e carregamento na fase pseudo-elástica da curva corrigida. Este ensaio corresponde ao ensaio PMT- 08 a 7 metros realizado neste trabalho. Já na Figura 3.22 observa-se a curva de um ensaio pressiométrico com fase de descarregamento total em estágios da sonda. Esta curva corresponde ao ensaio PMT- 06 a 4 metros.

Para ensaios realizados com o pressiômetro de Ménard do tipo GC, em que a sonda pressiométrica é tricelular (uma célula central e duas células de guarda), a fase de descarregamento total em estágios torna-se uma tarefa difícil de ser executada. Para que este procedimento de ensaio seja satisfatório nas análises posteriores, durante a fase de descarregamento, a pressão diferencial na sonda deve permanecer constante, de maneira análoga à fase de carregamento. Entretanto, nem sempre é possível que esta condição seja mantida, tornando a pressão nas células de guarda superior à central. Sendo assim, não é possível obter uma curva de “resposta” do solo, já que, na realidade, as células de guarda é que estão comprimindo a célula central, o que faz com que esta seja desinflada.



**Figura 3.21 – Curva pressiométrica obtida com ensaio cíclico.**

PMT-06 a 4 metros



**Figura 3.22 – Curva pressiométrica obtida com fase de descarregamento.**

De acordo com as Figuras 3.21 e 3.22, observa-se que as curvas obtidas para ciclos de carregamento-descarregamento não se assemelham ao comportamento obtido em ensaios triaxiais cíclicos. Este fato pode estar associado à dificuldade de se controlar, durante a fase de descarregamento da sonda pressiométrica, a diferença de pressão entre as células de guarda e a central, ou seja, manter a pressão diferencial constante durante todo o ensaio.

## **4 RESULTADOS DOS ENSAIOS PRÉ-EXISTENTES**

### **4.1 Resultados dos ensaios de laboratório realizados por ALMEIDA (2000) e MONTEIRO (1999)**

Os resultados dos ensaios de caracterização, compressibilidade e resistência ao cisalhamento realizados por estes autores são apresentados nas Tabelas 4.1 a 4.7.

**Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização**

<b>Granulometria</b>			<b>Limites de Atterberg</b>			<b>Índices Físicos</b>		
<b>Argila (%)</b>	<b>Silte (%)</b>	<b>Areia (%)</b>	<b>LL (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>IP (%)</b>	<b><math>g_{nat}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>w (%)</b>	<b><math>g_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>
8,50	37,00	54,50	36,80	18,33	18,47	13,75	17,98	26,1

Fonte: ALMEIDA (2000).

**Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de caracterização**

Prof. (m)	Granulometria			Limites de Atterberg			Índices Físicos		
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$g_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$g_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
0,5	12	15	73	37	20,9	16,1	14,5	18,3	26
1,5	39	13	48	37	19	18	13,7	28,1	28
2,5	7,5	17	75,5	37,9	20,4	17,7	15,4	18,5	25
3,5	9	15,5	75,5	37,1	22,5	14,7	15,5	15	20
4,5	7,5	15	77,5	26,9	20,2	16,7	16,4	30,4	26

Fonte: MONTEIRO (1999).

**Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de compressibilidade**

$g_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$e_0$	$S_r$ (%)	$s_v^{PA}$ (kPa)	$C_c$	OCR
13,75	20,22	1,37	38,81	260	0,51	11,82

Fonte: ALMEIDA (2000).

**Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de compressibilidade**

Prof. (m)	$g_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$e_0$	$S_r$ (%)	$s_v^{PA}$ (kPa)	$C_c$	OCR
0,5	14,5	18,3	1,15	42,7	272	0,47	36,8
1,5	13,7	18,0	1,61	49,8	275	0,63	13,1
2,5	15,4	18,5	0,92	51,4	302	0,42	7,7
3,5	15,5	15,0	0,90	43,6	199	0,40	3,6
4,5	16,4	30,4	1,08	75,1	300	0,39	4,0

Fonte: MONTEIRO (1999).

**Tabela 4.5 – Módulos oedométricos**

Prof.	Intervalos de Tensões (kPa)
-------	-----------------------------

<b>(m)</b>	<b>100-200</b>	<b>200-400</b>	<b>400-800</b>	<b>800-1.600</b>
0,5	5.296	5.323	5.998	10.248
1,5	7.668	6.152	6.250	9.793
2,5	4.593	6.394	7.865	12.227
3,5	30.100	4.565	6.980	12.542
4,5	5.089	7.172	9.258	14.282

Fonte: MONTEIRO (1999).

**Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência**

<b>Prof. (m)</b>	<b>c (kPa)</b>	<b>f (graus)</b>	<b>K<sub>0</sub></b>
0,5	11	28	0.52
1,5	28	24	0.44
2,5	38	31	0.52
3,5	34	25	0.48
4,5	53	27	0.42

Fonte: MONTEIRO (1999).

**Tabela 4.7 – Parâmetros de resistência obtidos de ensaios de cisalhamento direto**

<b>Prof. (m)</b>	<b>c (kPa)</b>	<b>f (graus)</b>
0,5	32	31
1,5	36	29
2,5	51	35
3,5	12	38
4,5	22	40

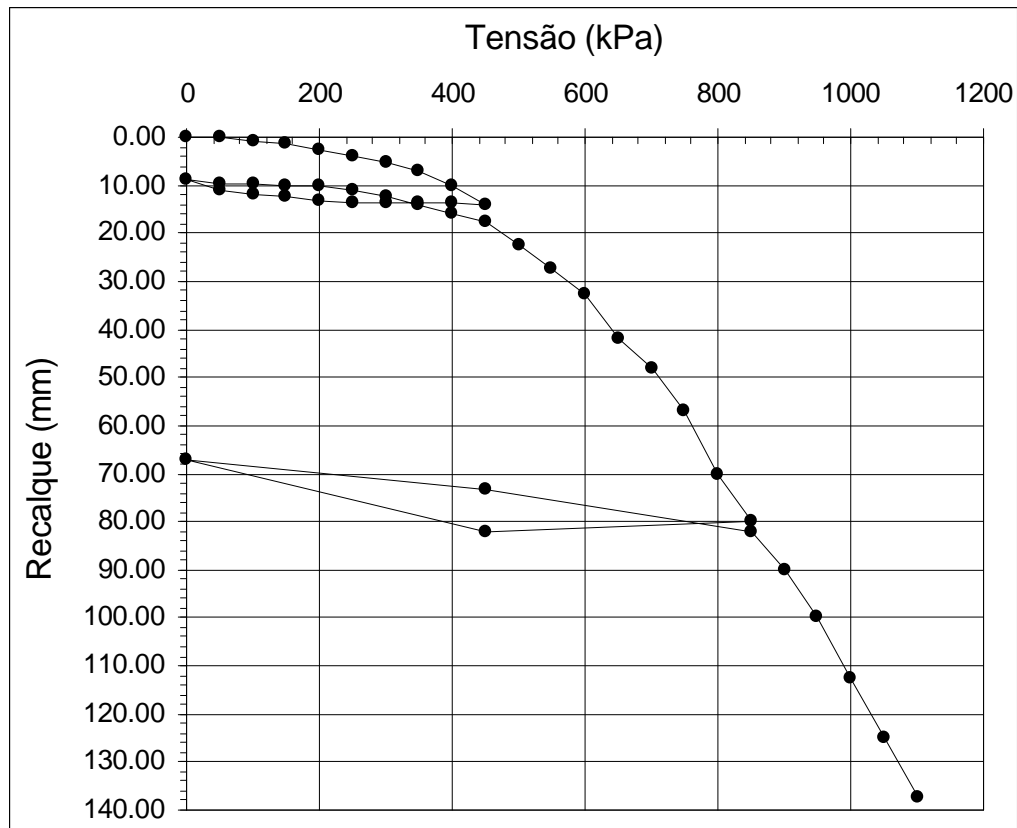
Fonte: MONTEIRO (1999).

Os parâmetros de resistência calculados a partir dos ensaios triaxiais realizados por ALMEIDA (2000) foram:

$$c' = 12 \text{ kPa e } f' = 30^{\circ}.$$

## 4.2 Resultados das provas de carga realizadas por LOPES (1997) e DA SILVA (2000)

Observa-se, na Figura 4.1, a curva parcial tensão x recalque da sapata ensaiada por LOPES (1997).



Fonte: LOPES (1997)

**Figura 4.1 – Resultado da prova de carga realizada na sapata.**

A Tabela 4.8 apresenta um resumo dos resultados obtidos por DA SILVA (2000), para o tubulão de base alargada, até o limite de carregamento aplicado pelo macaco de menor capacidade de carga; e a Tabela 4.9, um resumo dos resultados obtidos pelo carregamento com o macaco de maior capacidade de carga.

**Tabela 4.8 – Resultados da prova de carga no tubulão**

Carga (kN)	Deslocamento (mm)			Deformações (mm)		Esforço (kN)				
	Fuste 1	Fuste 2	Base	Isopor 1	Isopor 2	Isopor 1	Isopor 2	Base	Atrito fuste1	Atrito fuste2
	$\frac{L_1 + L_2 + L_6}{3}$	$\frac{L_2 + L_4}{2}$	L <sub>5</sub>							
8,27	0,07	-	-	0,07	-	0,06	-	-	8,21	0,06
16,54	0,09	-	-	0,09	-	0,08	-	-	16,46	0,08
24,82	0,12	-	-	0,12	-	0,10	-	-	24,71	0,10
41,36	0,17	-	-	0,17	-	0,15	-	-	41,21	0,15
59,16	0,23	-	-	0,23	-	0,20	-	-	58,96	0,20
73,62	0,29	-	-	0,29	-	0,25	-	-	73,36	0,25
88,07	0,36	-	-	0,36	-	0,30	-	-	87,77	0,30
102,53	0,46	-	-	0,46	-	0,37	-	-	102,16	0,37
116,99	0,59	-	-	0,59	-	0,46	-	-	116,53	0,46
131,45	0,73	-	-	0,73	-	0,56	-	-	130,89	0,56
145,90	0,89	-	-	0,89	-	0,66	-	-	145,24	0,66
160,36	1,06	-	-	1,06	-	0,74	-	-	159,62	0,74
174,82	1,16	-	-	1,16	-	0,79	-	-	174,02	0,79
189,28	1,34	-	-	1,34	-	0,89	-	-	188,39	0,89
131,45	1,25			1,25	-	0,49	-	-	130,95	0,49
73,62	1,10			1,10	-	0,31	-	-	73,30	0,31
-	0,76			0,76	-	0,13	-	-	(0,13)	0,13

Fonte: DA SILVA (2000).

**Tabela 4.9 – Resultados da prova de carga no tubulão (Continuação)**

Carga (kN)	Deslocamento (mm)			Deformações (mm)		Esforço (kN)				
	Fuste 1	Fuste 2	Base	Isopor 1	Isopor 2	Isopor 1	Isopor 2	Base	Atrito fuste1	Atrito fuste2
	$\frac{L_1 + L_2 + L_6}{3}$	$\frac{L_2 + L_4}{2}$	L <sub>5</sub>							
-	0,76	-	-	0,76	-	0,13	-	-	-0,13	0,13
89,44	1,09	-	-	1,09	-	0,76	-	-	88,68	0,76
127,00	1,34	-	-	1,34	-	0,89	-	-	126,11	0,89
164,56	1,57	-	-	1,57	-	1,01	-	-	163,55	1,01
202,12	2,00	-	-	2,00	-	1,26	-	-	200,85	1,26
239,68	2,61	-	-	2,61	-	1,68	-	-	238,00	1,68
277,24	3,77	-	-	3,77	-	2,31	-	-	274,92	2,31
314,80	6,04	0,07	-	5,97	0,07	3,39	0,10	0,10	311,40	3,29
352,36	8,58	0,13	-	8,46	0,13	4,48	0,19	0,19	347,88	4,28
371,14	62,69	0,19	-	62,50	0,19	187,20	0,29	0,29	183,93	186,91
389,92	62,97	0,24	-	62,73	0,24	205,98	0,37	0,37	183,93	205,61
427,48	65,18	0,51	-	64,67	0,51	243,54	0,73	0,73	183,93	242,81
465,04	69,13	1,84	-	67,29	1,84	281,10	1,91	1,91	183,93	279,20
502,60	128,86	59,44	0,87	69,42	58,58	318,66	146,95	146,95	183,93	171,72
540,16	129,61	60,08	0,91	69,54	59,17	356,22	184,51	184,51	183,93	171,72
577,72	133,24	63,50	1,56	69,74	61,94	393,78	222,07	222,07	183,93	171,72
615,28	135,81	65,89	2,04	69,93	63,84	431,34	259,63	259,63	183,93	171,72
652,84	138,90	68,69	2,89	70,21	65,83	468,90	297,19	297,19	183,93	171,72
690,40	141,47	70,99	3,60	70,49	67,39	506,46	334,75	334,75	183,93	171,72
727,96	143,19	72,63	4,36	70,57	68,27	544,02	372,31	372,31	183,93	171,72
765,52	144,70	74,08	4,94	70,63	69,14	581,58	409,87	409,87	183,93	171,72
803,08	146,68	75,91	5,93	70,77	69,98	619,14	447,43	447,43	183,93	171,72
840,64	147,25	76,44	6,32	70,81	70,12	656,70	484,99	484,99	183,93	171,72
878,20	148,47	77,59	7,16	70,89	70,43	694,26	522,55	522,55	183,93	171,72
652,84	148,44	77,55	7,17	70,90	70,38	521,12	401,63	401,63	131,71	119,50
352,36	147,95	77,14	6,87	70,81	70,27	272,20	204,27	204,27	80,15	67,94
-	146,08	75,76	5,69	70,32	70,07	13,93	40,07	40,07	-13,93	-26,14

Fonte: DA SILVA (2000).

### 4.3 Resultados dos ensaios de cone (CPT)

Nas Figuras 4.2 e 4.3, mostram-se os resultados dos ensaios de cone (CPT) realizados.

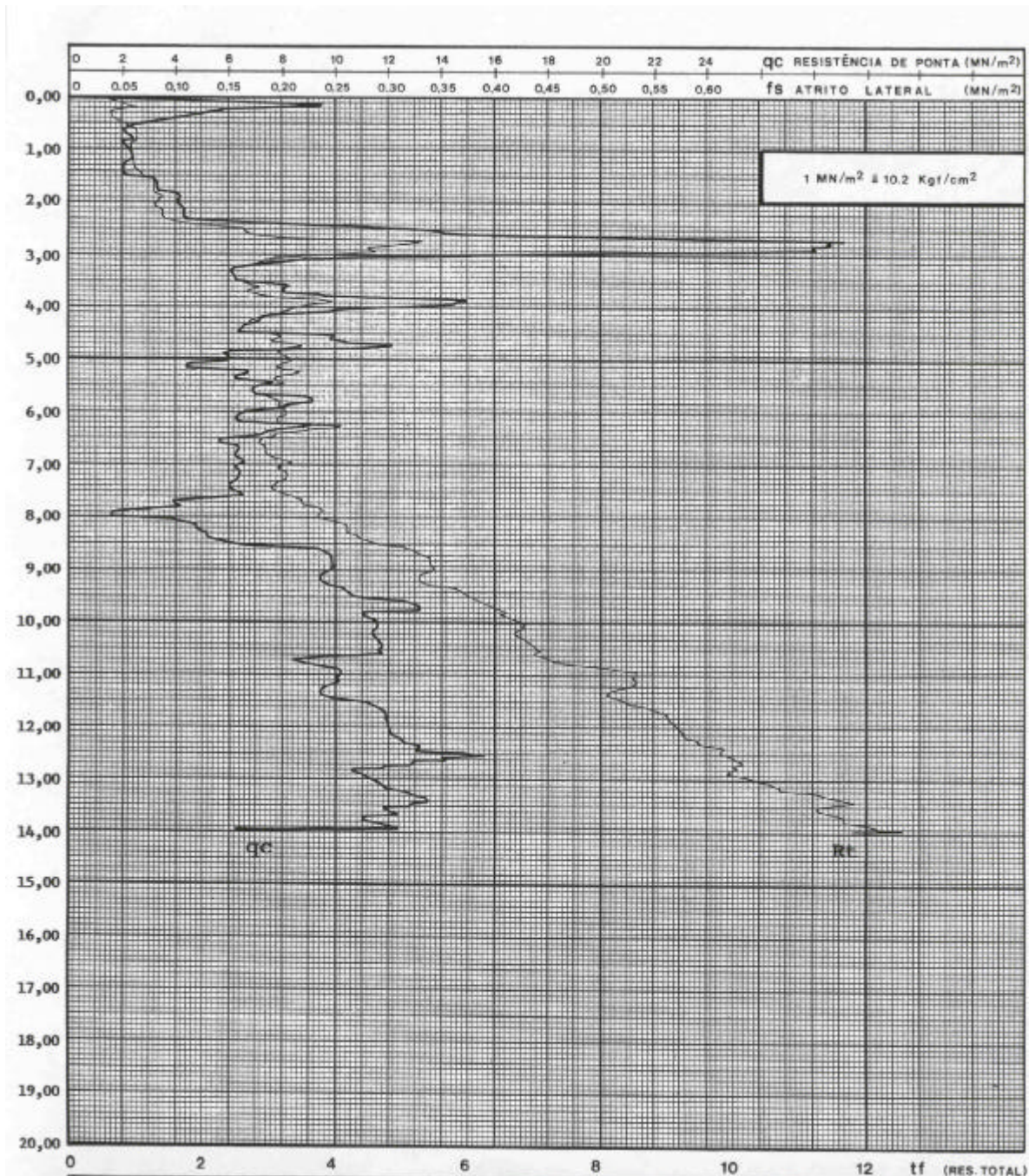


Figura 4.2 – Resultado do ensaio de cone CPT-1.

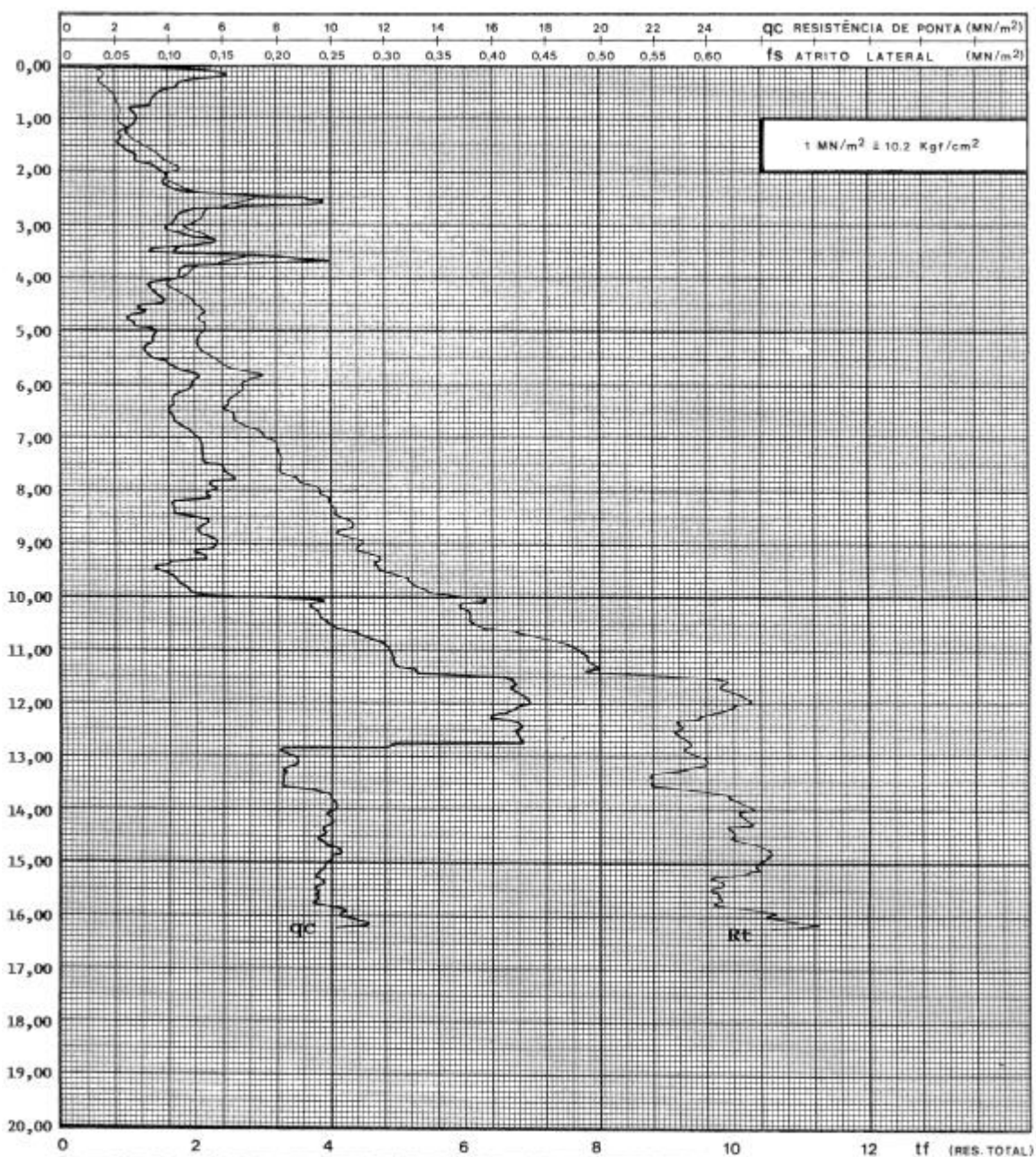
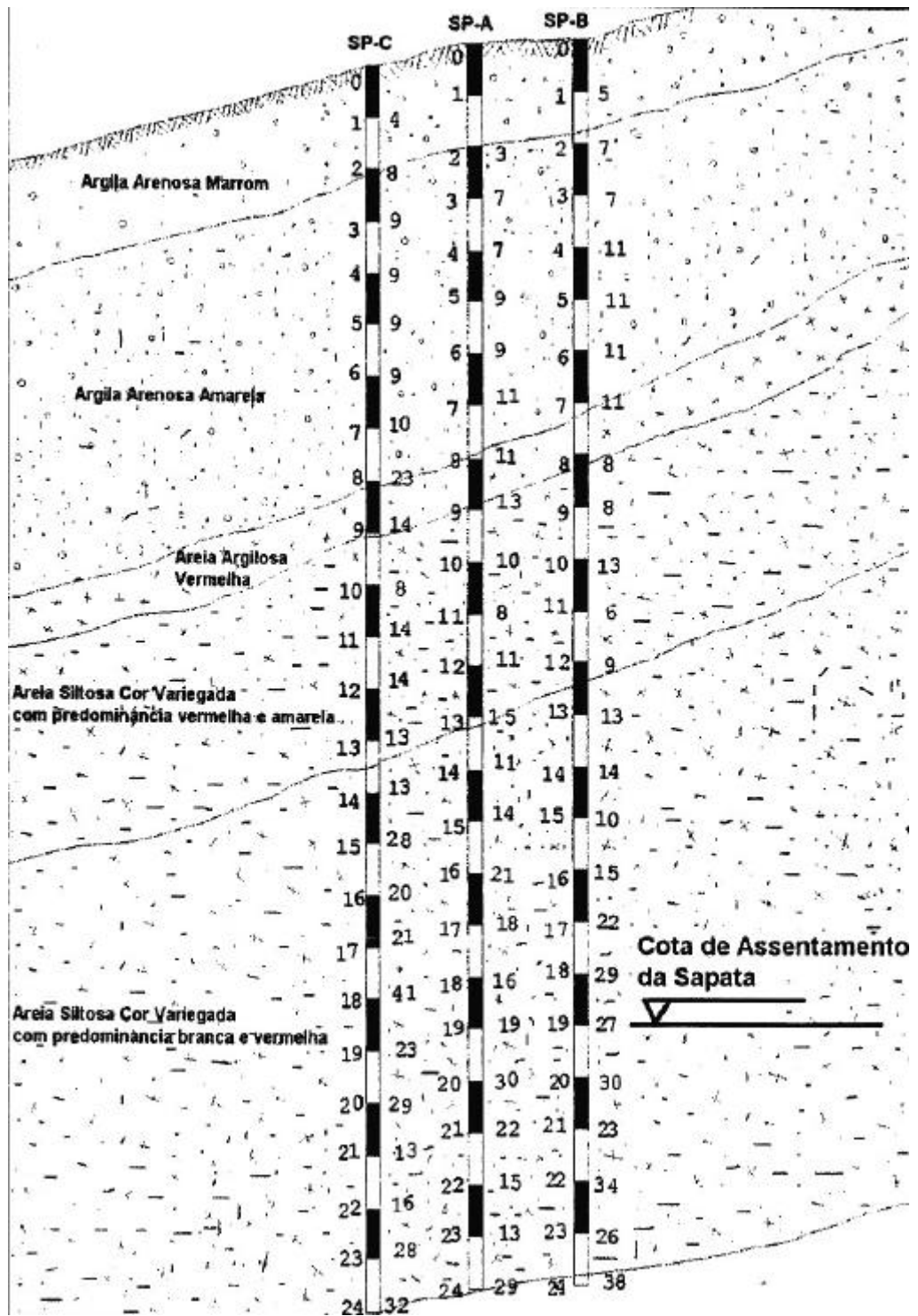


Figura 4.3 – Resultado do ensaio de cone CPT-2.

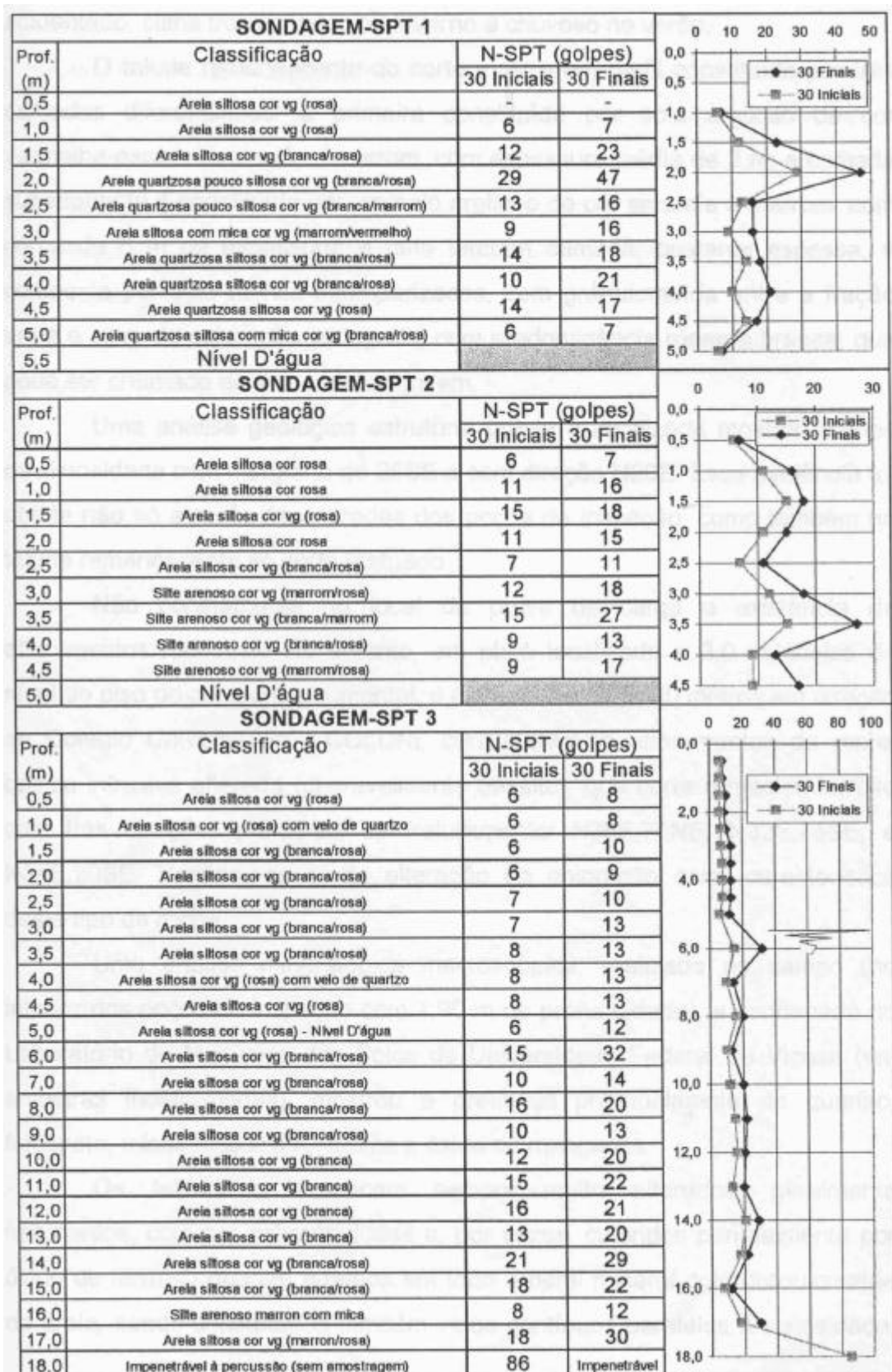
#### 4.4 Resultados das sondagens à percussão (SPT)

Verifica-se nas Figuras 4.4 e 4.5 juntamente com as Tabelas 4.10 e 4.11, um resumo dos ensaios SPT realizados no local.



Fonte: adaptado de ALMEIDA (2000)

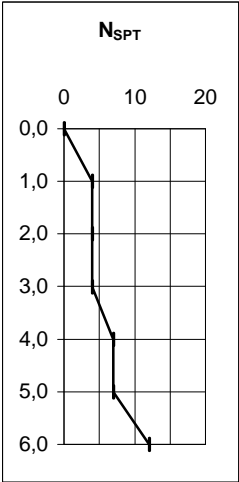
Figura 4.4 – Perfil geotécnico segundo MINETTE et al. (1995).



Fonte: LOPES (1997)

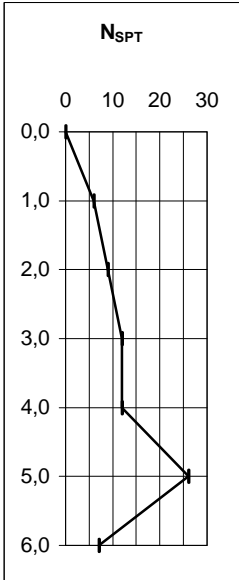
Figura 4.5 – Resultados dos ensaios SPT realizados por LOPES (1997).

**Tabela 4.10 – SONDAGEM SPT- 01**

Prof. (m)	Classificação	N-SPT	
1,0	Areia fina, siltosa, cor marrom, pouco compacta.	4	
2,0	Areia fina, siltosa, cor avermelhada, micácea, medianamente compacta.	4	
3,0		4	
4,0	Areia fina a média, siltosa, cor variegada (rosa, vermelha e branca), medianamente compacta.	7	
5,0		7	
6,0		12	
<b>OBS:</b>			
1) Profundidade do nível d'água = 5,25 metros.			
2) Furo executado até 6,45 metros de profundidade.			
3) Data de execução: Início: 26/01/00 - Término: 28/01/00.			

Fonte: adaptado de DA SILVA (2000)

**Tabela 4.11 – SONDAGEM SPT- 02**

Prof. (m)	Classificação	N-SPT	
1,0	Areia fina, siltosa, cor avermelhada, micácea, pouco compacta.	6	
2,0		9	
3,0	Areia fina, siltosa, cor variegada, micácea, medianamente compacta.	12	
4,0	Areia média, siltosa, cor variegada, medianamente compacta.	12	
5,0	Areia média a grossa, siltosa, cor variegada (branca), medianamente compacta.	26	
6,0	Areia média, siltosa, cor variegada medianamente compacta.	7	
<b>OBS:</b>			
1) Profundidade do nível d'água = 4,80 metros.			
2) Furo executado até 6,45 metros de profundidade.			
3) Data de execução: Início: 13/02/01 - Término: 13/02/01.			

Fonte: adaptado de DA SILVA (2000)

**OBS:** As sondagens realizadas por DA SILVA (2000) foram executadas após a abertura e concretagem dos tubulões ensaiados.

## 4.5 Resultados dos ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT)

O resumo da classificação do solo e de alguns parâmetros obtidos nos ensaios dilatométricos realizados por MONTEIRO (1999), correspondentes às profundidades de interesse neste trabalho, podem ser visualizado nas Tabelas 4.12 a 4.15.

**Tabela 4.12 – DMT- 01**

Profundidade	P <sub>0</sub> (kPa)	I <sub>d</sub>	K <sub>d</sub>	E <sub>D</sub> (kPa)	Classificação
1,0	320	1,71	18,5	19.100	Silte arenoso
2,0	420	1,71	11,6	25.100	Silte arenoso
3,0	720	1,43	13,2	35.800	Silte arenoso
4,0	330	3,3	4,4	37.500	Areia
5,0	240	3,62	2,6	30.400	Areia

Fonte: adaptado de MONTEIRO (1999)

**Tabela 4.13 – DMT- 02**

Profundidade	P <sub>0</sub> (kPa)	I <sub>d</sub>	K <sub>d</sub>	E <sub>D</sub> (kPa)	Classificação
1,0	40	7,11	2,2	9.800	Areia
2,0	330	1,87	9,3	21.600	Areia siltosa
3,0	560	1,50	10,4	29.300	Silte arenoso

Fonte: adaptado de MONTEIRO (1999)

**Tabela 4.14 – DMT- 03**

Profundidade	P <sub>0</sub> (kPa)	I <sub>d</sub>	K <sub>d</sub>	E <sub>D</sub> (kPa)	Classificação
1,0	70	3,26	4,0	8.200	Areia siltosa
2,0	170	1,80	4,8	10.500	Silte arenoso
3,0	220	2,70	4,1	20.200	Areia siltosa
4,0	170	4,25	2,4	24.900	Areia
5,0	300	3,18	3,3	33.000	Areia siltosa

Fonte: adaptado de MONTEIRO (1999)

**Tabela 4.15 – DMT- 04**

<b>Profundidade</b>	<b>P<sub>0</sub> (kPa)</b>	<b>I<sub>d</sub></b>	<b>K<sub>d</sub></b>	<b>E<sub>D</sub> (kPa)</b>	<b>Classificação</b>
1,0	220	2,13	11,7	16.000	Areia siltosa
2,0	350	4,95	9,3	59.600	Areia
3,0	660	2,21	11,6	50.400	Areia siltosa

Fonte: adaptado de MONTEIRO (1999)

Um resumo da classificação do solo e de alguns parâmetros obtidos nos ensaios dilatométricos realizados por DA SILVA (2000), correspondentes às profundidades de interesse neste trabalho, podem ser mostrados nas Tabelas 4.16 e 4.17.

**Tabela 4.16 – DMT- 01**

<b>Profundidade</b>	<b>P<sub>0</sub> (kPa)</b>	<b>I<sub>d</sub></b>	<b>K<sub>d</sub></b>	<b>E<sub>D</sub> (kPa)</b>	<b>Classificação</b>
1,0	230	1,62	13,4	12.700	Silte arenoso
2,0	100	3,64	3,1	13.200	Areia
3,0	230	2,37	4,4	18.700	Areia siltosa
4,0	170	2,35	2,4	13.800	Areia siltosa
5,0	250	1,92	2,9	16.700	Areia siltosa
6,0	250	2,04	2,5	16.700	Areia siltosa
7,0	550	1,56	5,1	28.900	Silte arenoso

Fonte: adaptado de DA SILVA (2000)

**Tabela 4.17 – DMT- 02**

<b>Profundidade</b>	<b>P<sub>0</sub> (kPa)</b>	<b>I<sub>d</sub></b>	<b>K<sub>d</sub></b>	<b>E<sub>D</sub> (kPa)</b>	<b>Classificação</b>
1,0	170	2,94	10,2	17.700	Areia siltosa
2,0	180	1,78	5,2	11.000	Silte arenoso
3,0	310	3,66	6,0	39.200	Areia
4,0	190	2,46	2,7	16.300	Areia siltosa
5,0	380	2,69	4,3	35.800	Areia siltosa
6,0	390	2,37	3,9	31.200	Areia siltosa
7,0	390	2,72	3,5	35.400	Areia siltosa

Fonte: adaptado de DA SILVA (2000)

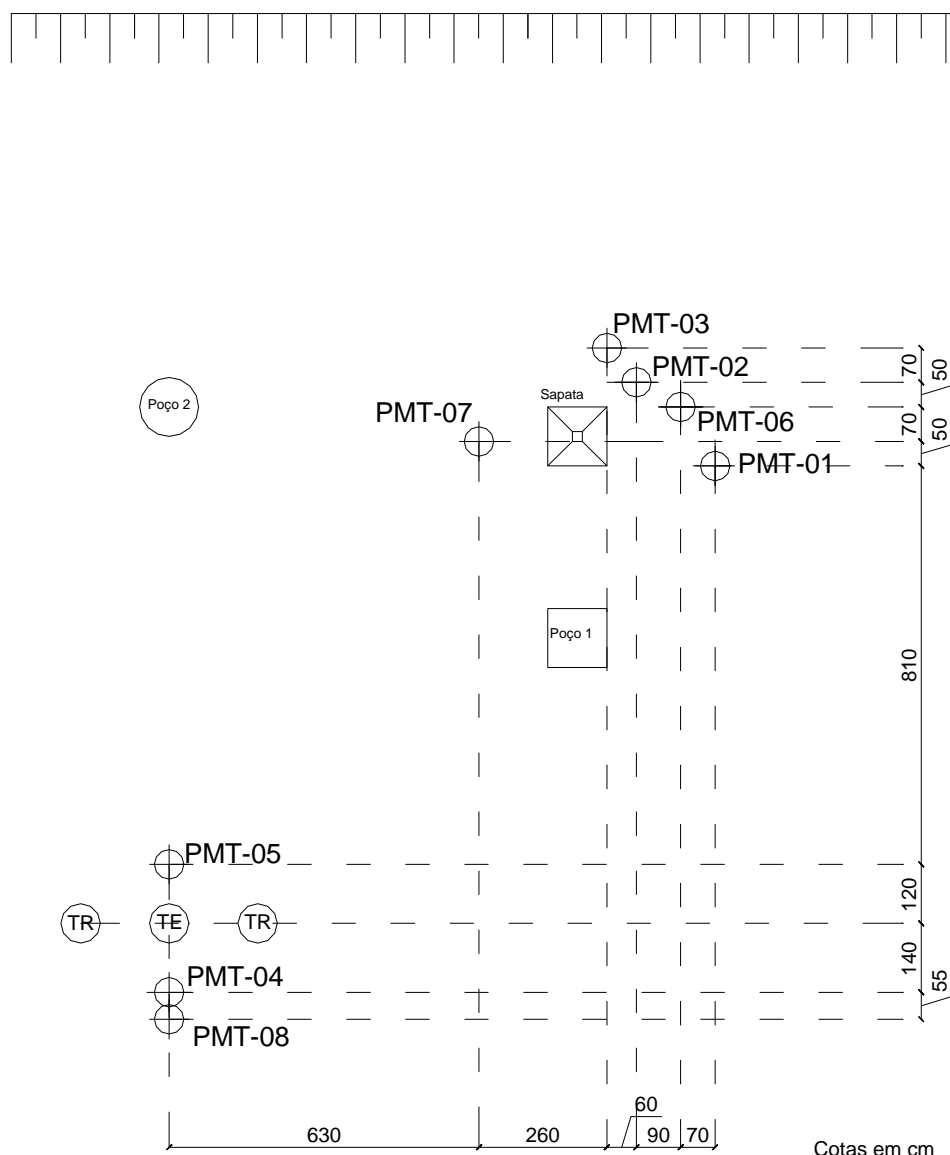
## **5 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS**

---

Considerando-se a grande influência dos procedimentos de campo nos resultados dos ensaios pressiométricos, será feita, primeiramente, uma breve descrição dos procedimentos adotados durante os ensaios realizados neste trabalho.

Os ensaios pressiométricos foram realizados em pré-furos executados manualmente com auxílio de um trado tipo cavadeira cônico. O furo foi aprofundado à medida que os ensaios eram realizados, e em nenhum caso foi feita uma abertura total do pré-furo, para posterior realização dos ensaios nas cotas desejadas. Os procedimentos de ensaio e cálculo dos parâmetros obtidos nos ensaios seguiram, respectivamente, as recomendações descritas nos capítulos 3 e 2. Os demais ensaios foram descritos no Capítulo 3 e seus resultados apresentados no Capítulo 4, e, devidamente, selecionados com a finalidade de se obter um estudo comparativo entre os ensaios situados numa mesma região de influência e solo. A Figura 5.1 mostra a planta de localização dos ensaios pressiométricos realizados neste trabalho, em relação às

estruturas de fundação analisadas e dos poços de inspeção e retirada de amostras citados anteriormente.



**Figura 5.1 – Planta de localização dos ensaios, poços e estruturas.**

## 5.1 Ensaios pressiométricos realizados

Executaram-se oito pré-furos para a realização dos ensaios pressiométricos, sendo cinco pré-furos com 4 m de profundidade, nas proximidades da sapata estudada por LOPES (1997), e três pré-furos com 7 m de profundidade, realizados nas proximidades do tubulão estudado por DA SILVA (2000), totalizando 41 ensaios pressiométricos realizados.

A dispersão observada nos resultados obtidos nos ensaios pressiométricos realizados pode ter explicações baseadas nos fatores abaixo relacionados:

1. A heterogeneidade inerente do solo que afeta os resultados da pressão limite de maneira diferente aos do módulo pressiométrico.
2. Variações na maneira de conduzir o ensaio padrão e na operação do equipamento (variação do número de incrementos de pressão, inacurácia dos manômetros, etc.).
3. Variações nas técnicas de campo, tais como pequenas variações nos diâmetros dos pré-furos, diferentes graus de perturbação (amolçamento) das paredes dos furos, etc.

Para exemplificar os procedimentos adotados para o cálculo e determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade, realizaram-se análises completas dos ensaios pressiométricos PMT- 08 a 2 metros e PMT-02 a 4 metros, utilizando-se de toda a metodologia gráfica e de cálculo empregada na obtenção dos parâmetros de engenharia. Os demais resultados dos ensaios foram analisados de maneira semelhante e apresentados em forma de gráficos e tabelas. Os ensaios de calibração, quanto a perdas de volume e pressão, serão também apresentados e, devidamente, utilizados nas correções dos ensaios correspondentes.

Conforme citado no Capítulo 3, realizaram-se os ensaios de perda de volume para se obter o volume inicial da sonda com diferentes recobrimentos, que não foram utilizados para correções de volume, devido à pequena influência dessas nos resultados do ensaio (para os solos ensaiados).

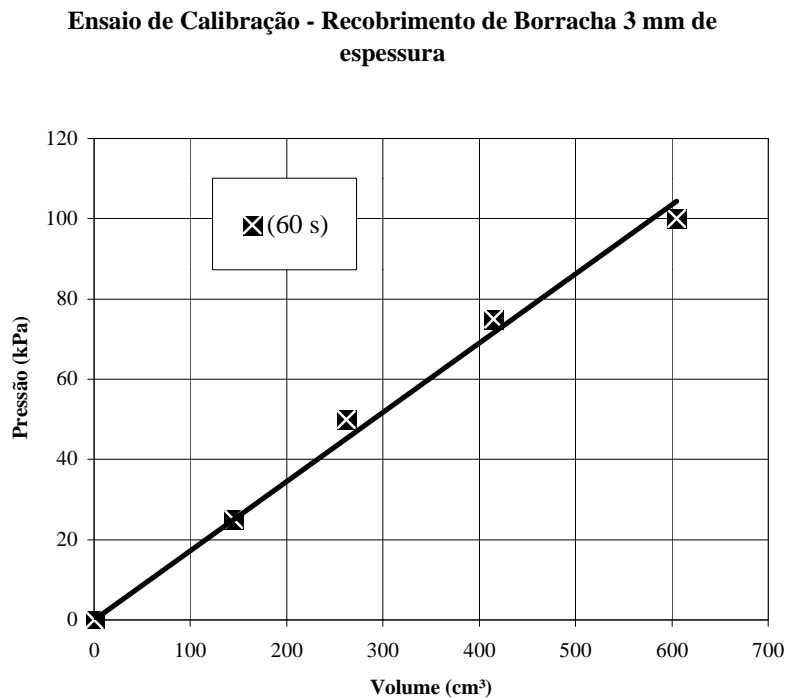
### **5.1.1 Ensaio de calibração**

Realizaram-se ensaios de calibração quanto a perdas de volume e pressão para a correta interpretação do ensaio e determinação de fatores de correção, bem como outros parâmetros de cálculo.

É importante citar que os ensaios pressiométricos PMT- 01, PMT- 02, PMT- 03, PMT- 04 e PMT- 05 foram executados, utilizando-se de recobrimentos de borracha de 3 mm, e nos ensaios PMT- 06, PMT- 07 e PMT- 08, utilizou-se do mesmo recobrimento de borracha de 3mm, mas reforçado com lona (tipo “canvas”).

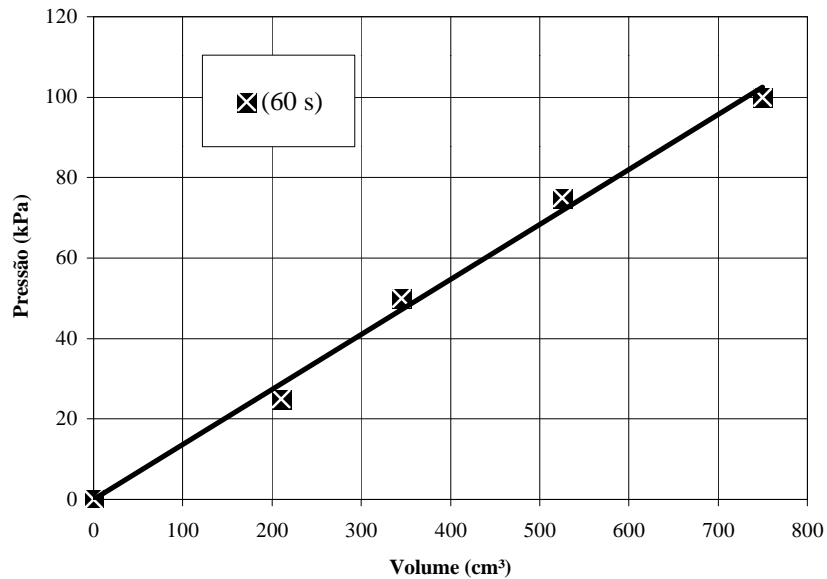
#### 5.1.1.1 Ensaio de perda de pressão

Nas Figuras 5.2 e 5.3 mostram-se, respectivamente, as curvas de calibração obtidas para ensaios realizados com recobrimentos de borracha e do tipo Canvas (reforçado).



**Figura 5.2 – Resultado do ensaio de calibração quanto a perdas de pressão realizado na sonda com recobrimento de borracha de 3mm.**

**Ensaio de Calibração - Recobrimento de borracha reforçada  
tipo Canvas**



**Figura 5.3 – Resultado do ensaio de calibração quanto a perdas de pressão realizado na sonda com recobrimento de borracha reforçado tipo Canvas.**

**5.1.1.2 Ensaios de perda de volume**

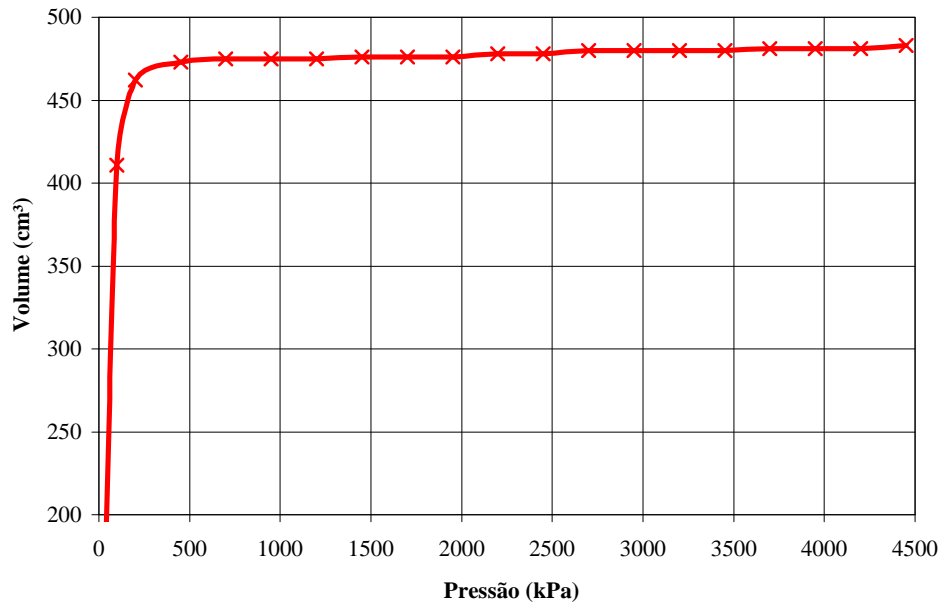
Realizaram-se os ensaios de perda de volume, principalmente, para a determinação do volume inicial da sonda pressiométrica no repouso ( $V_s$ ) com os diferentes recobrimentos de borracha e de borracha reforçada.

A Figura 5.4 mostra a curva obtida no ensaio de perda de volume, realizado com a sonda montada com recobrimento reforçado.

Os valores dos volumes iniciais da sonda ( $V_s$ ), obtidos pela análise destas curvas de calibração, quanto a perdas de volume, são:

- Sonda com recobrimento de borracha de 3 mm:  $V_s = 505 \text{ cm}^3$ .
- Sonda com recobrimento tipo Canvas de 3 mm:  $V_s = 485 \text{ cm}^3$ .

**Ensaio de Calibração - Perda de Volume  
Recobrimento tipo Canvas 3 mm.**



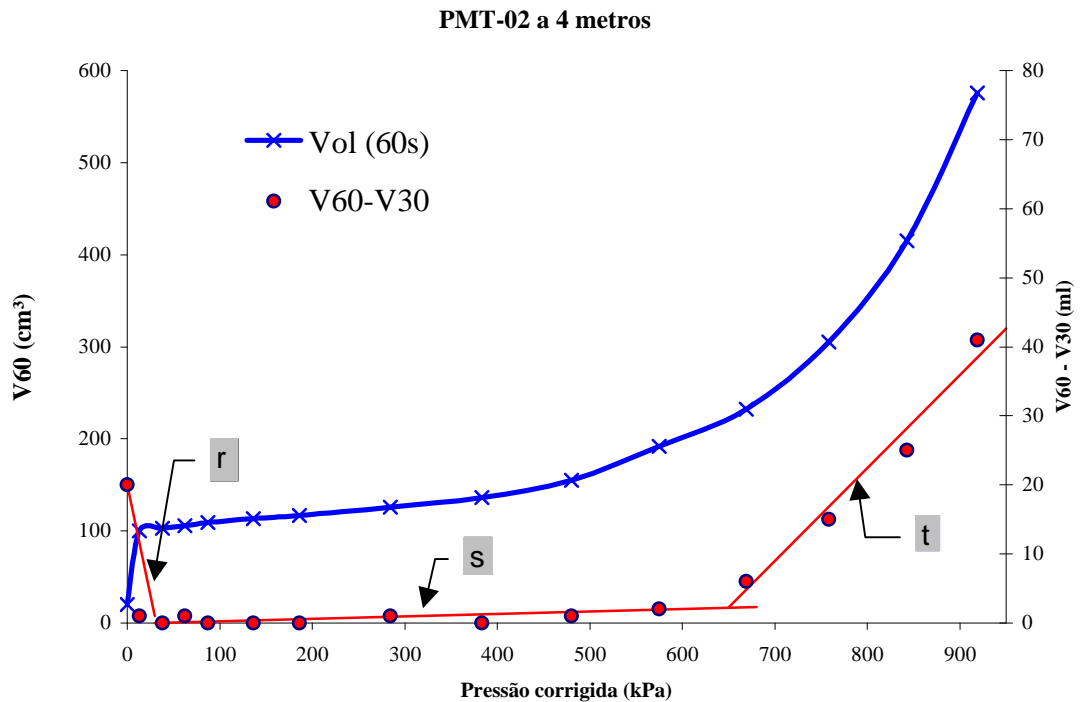
**Figura 5.4 – Ensaio de calibração quanto a perdas de volume ou Curva de Expansão.**

### **5.1.2 Cálculo dos parâmetros dos ensaios PMT**

#### **5.1.2.1 Ensaio PMT- 02 a 4 metros**

O ensaio PMT- 02 foi realizado nas proximidades da sapata, para ser utilizado em correlações realizadas com ensaios executados também nestas proximidades, e também nas estimativas da capacidade de carga e recalque da mesma.

Na Figura 5.5, observa-se a curva corrigida do ensaio PMT- 02 a 4 m juntamente com a curva de fluência.



**Figura 5.5 – Curva corrigida e de Creep do ensaio pressiométrico PMT- 02 a 4 metros.**

□ **Estimativa da pressão inicial ( $p_0$ )**

Obteve-se a pressão inicial diretamente da curva de Creep, por meio da abcissa correspondente ao ponto de intersecção das retas  $\underline{r}$  e  $\underline{s}$ . Conseqüentemente, obtém-se o volume  $V_0$  correspondente a esta pressão ( $p_0$ ) diretamente do gráfico da curva pressiométrica corrigida. Os valores da pressão e do volume iniciais do ensaio PMT- 02 a 4 m, correspondentes ao recarregamento do solo, são:

$$p_0 = 30 \text{ kPa} ; V_0 = 105 \text{ cm}^3.$$

□ **Estimativa da pressão de Fluência ou de Creep ( $p_f$ )**

Obteve-se a pressão de fluência de maneira similar à pressão inicial ( $p_0$ ), tomando-se a abcissa do ponto de intersecção das retas  $\underline{s}$  e  $\underline{t}$ . De maneira análoga ao realizado no cálculo da pressão inicial, obtém-se o volume  $V_f$ . Os valores da pressão e do volume de fluência, correspondentes ao início do trecho de plastificação do solo, são:

$$p_f = 650 \text{ kPa} ; V_f = 220 \text{ cm}^3.$$

#### □ **Obtenção do Módulo de Ménard ( $E_m$ )**

O Módulo de Ménard foi obtido, segundo a expressão abaixo, assumindo o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson:

$$E_m = 2,66 \cdot [V_s + 0,5 (V_f - V_0)] \cdot [(p_f - p_0) / (V_f - V_0)]$$

Portanto, tem-se

$$E_m = 2,66 \cdot [505 + 0,5 (220 - 105)] \cdot [(650 - 30) / (220 - 105)]$$

$$E_m = 8.066,7 \text{ kPa}$$

#### □ **Obtenção da pressão limite ( $p_l$ )**

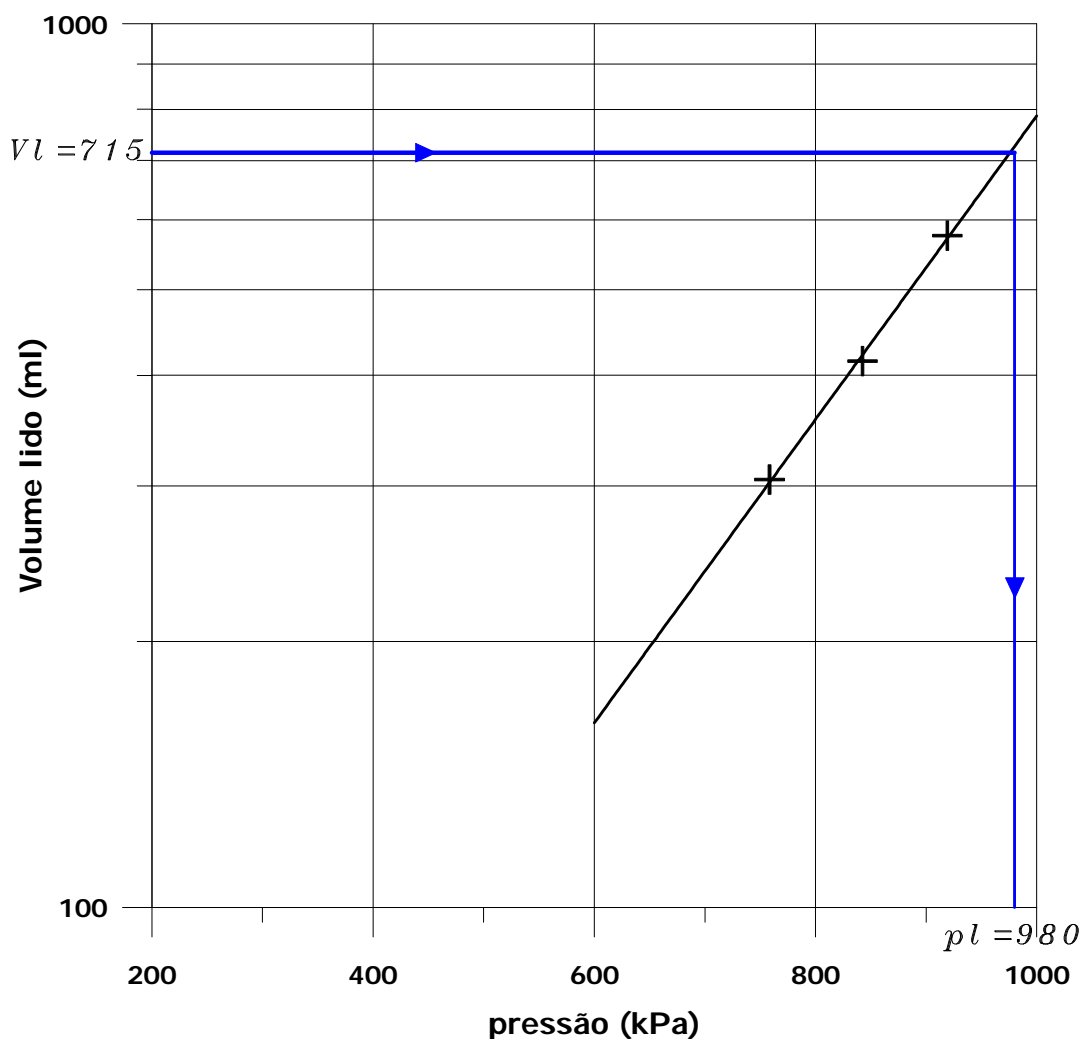
A pressão limite ( $p_l$ ) corresponde ao volume ( $V_l$ ) injetado na sonda pressiométrica, em que  $V_l = V_s + 2V_0$ .

Conforme dito anteriormente, nem sempre é possível determinar diretamente a pressão limite, pois, em alguns ensaios, a quantidade de água armazenada no reservatório e no volumímetro não é suficiente para a obtenção do volume  $V_l$  (em torno de 750 a 950 cm<sup>3</sup>). Nesse caso, devem-se utilizar métodos gráficos para extrapolação do gráfico e determinação da pressão limite.

Inicialmente, calcula-se o volume  $V_l$ . Neste caso, tem-se  $V_s = 505 \text{ cm}^3$  e  $V_0 = 105 \text{ cm}^3$ , logo:  $V_l = 505 + 2 \times 105 = 715 \text{ cm}^3$ .

Como esta variação de volume não foi atingida durante o ensaio, deve-se fazer uma extrapolação da mesma, conforme ilustrado na Figura 5.6. Adotando-se o procedimento gráfico descrito no Capítulo 2, obtém-se:

$$p_l = 980 \text{ kPa.}$$



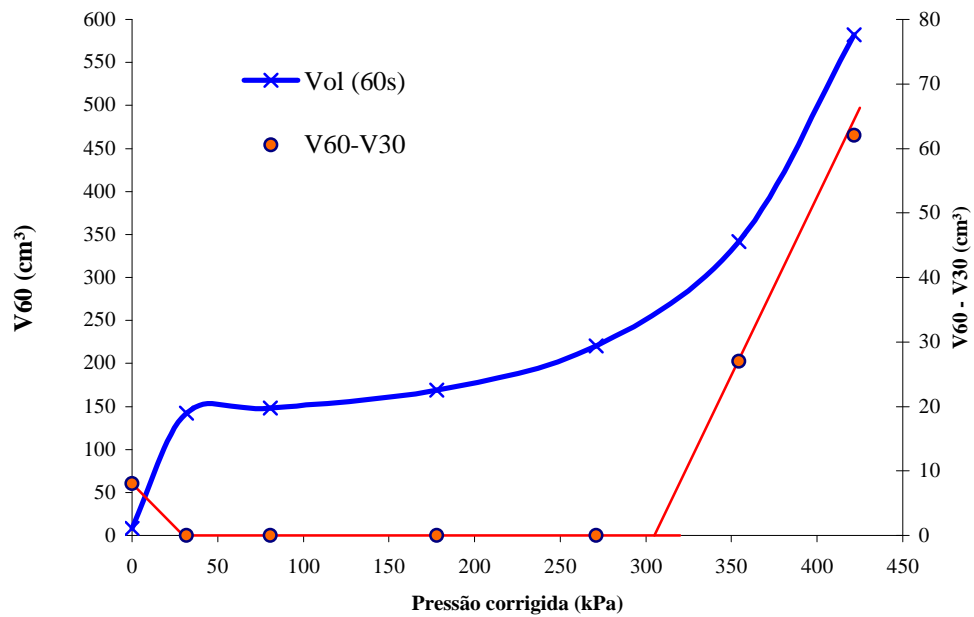
**Figura 5.6 – Obtenção da pressão limite por extrapolação para o ensaio PMT- 08 a 4 metros.**

### 5.1.2.2 Ensaio PMT- 08 a 2 metros

Realizou-se o ensaio PMT-08 nas proximidades do tubulão, o qual será utilizado para correlações entre ensaios realizados também nestas proximidades, além de servir de base para as estimativas da capacidade de carga e recalque do mesmo.

A Figura 5.7 mostra o resultado deste ensaio com as correções citadas, anteriormente, e a correspondente curva de fluência ou Creep.

PMT-08 a 2 metros



**Figura 5.7 – Curva corrigida e Curva de Creep do ensaio pressiométrico PMT- 08 a 2 metros.**

□ **Estimativa da pressão  $p_0$**

De modo análogo ao item 5.1.2.1, tem-se:

$$p_0 = 30 \text{ kPa} ; V_0 = 140 \text{ cm}^3.$$

□ **Estimativa da pressão de fluência ou de Creep**

De modo análogo ao item 5.1.2.1, tem-se:

$$p_f = 305 \text{ kPa} ; V_f = 255 \text{ cm}^3.$$

□ **Obtenção do módulo de Ménard**

Utilizando-se novamente a equação (6), e substituindo os valores dos parâmetros do ensaio em questão, tem-se:

$$E_m = 2,66 \cdot [485 + 0,5 (255 - 140)] \cdot [(305 - 30) / (255 - 140)]$$

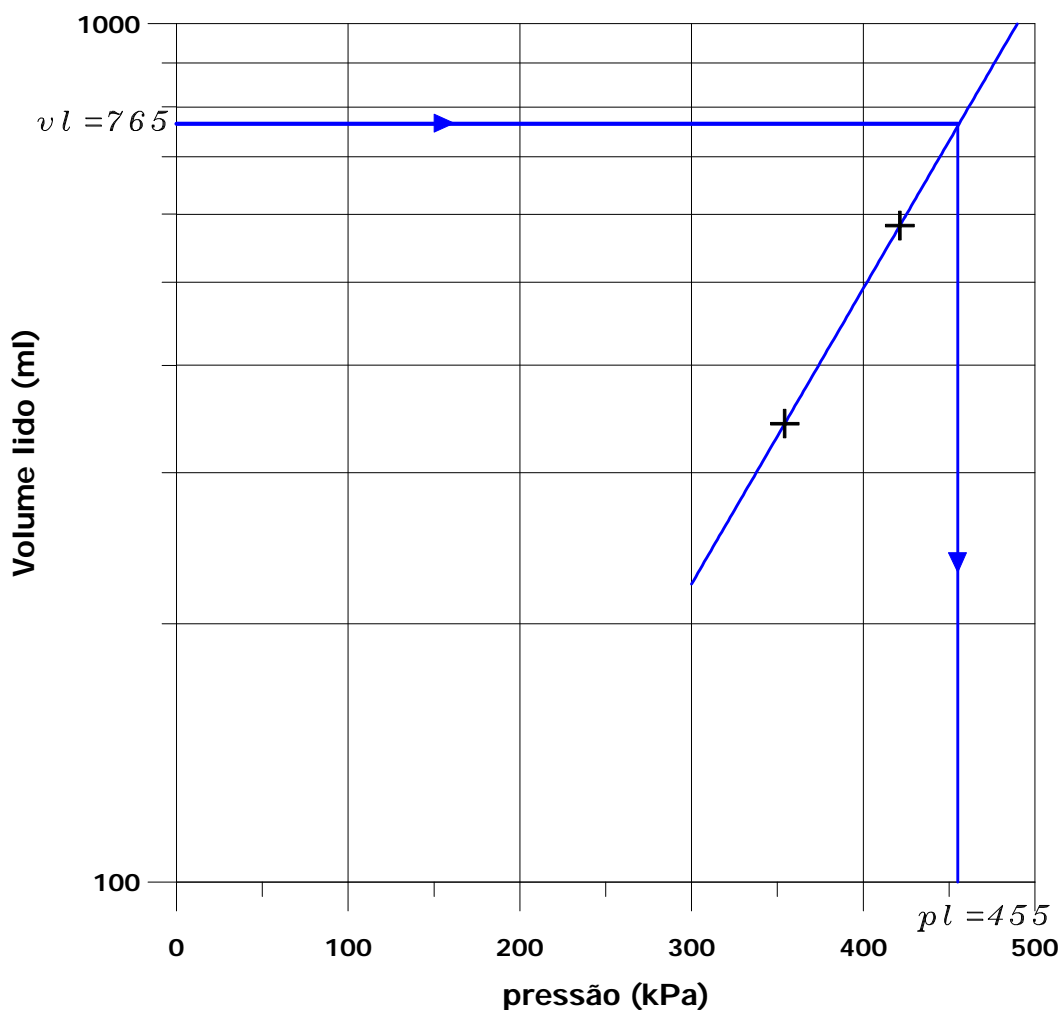
$$E_m = 3.480,8 \text{ kPa}$$

□ **Obtenção da pressão limite ( $p_l$ )**

De maneira análoga ao realizado no item 5.1.2.1, tem-se:

$$V_l = 485 + 2 \times 140 = 765 \text{ cm}^3.$$

Utilizando-se do procedimento gráfico, obtém-se  $p_l = 455 \text{ kPa}$ .



**Figura 5.8 – Obtenção da pressão limite por extrapolação para o ensaio PMT- 08 a 2 metros.**

### 5.1.3 Resumo dos resultados dos ensaios PMT

Nas Tabelas 5.1 a 5.8 relacionam-se os valores das leituras de volume, pressão inicial e de fluência, dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos e de algumas correlações obtidas nos ensaios pressiométricos realizados.

**Tabela 5.1 – Resultados do ensaio PMT- 01**

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m
$V_f$ (cm <sup>3</sup> )	330	235	260	-
$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	170	110	80	-
$p_f$ (kPa)	660	510	900	-
$p_0$ (kPa)	25	25	50	-
$E_m$ (kPa)	6.176	5.857	7.473	-
$p_l$ (kPa)	1.035	810	1.160	-
$E_m/p_l$	6,0	7,2	6,4	-
$p/p_f$	1,6	1,6	1,3	-

**Tabela 5.2 – Resultados do ensaio PMT- 02**

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m
$V_f$ (cm <sup>3</sup> )	405	380	360	220
$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	270	184	210	105
$p_f$ (kPa)	740	720	630	650
$p_0$ (kPa)	160	25	45	30
$E_m$ (kPa)	6.543	5.688	6.017	8.067
$p_l$ (kPa)	1.150	1.040	1.000	980
$E_m/p_l$	5,7	5,5	6,0	8,2
$p/p_f$	1,6	1,4	1,6	1,5

**Tabela 5.3 – Resultados do ensaio PMT- 03**

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m
$V_f$ (cm <sup>3</sup> )	290	225	270	205
$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	160	120	120	110
$p_f$ (kPa)	905	540	545	680
$p_0$ (kPa)	40	20	60	60
$E_m$ (kPa)	10.089	7.344	4.988,4	9.591
$p_l$ (kPa)	1.390	895	810	1.155
$E_m/p_l$	7,3	8,2	6,2	8,3
$p/p_f$	1,5	1,7	1,5	1,7

**Tabela 5.4 – Resultados do ensaio PMT- 06**

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m
$V_f$ (cm <sup>3</sup> )	265	230	330	290
$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	120	125	125	170
$p_f$ (kPa)	545	465	735	635
$p_0$ (kPa)	35	35	40	80
$E_m$ (kPa)	5.216	5.855	5.298	6.705
$p_l$ (kPa)	940	900	990	1.070
$E_m/p_l$	5,5	6,5	5,4	6,3
$p_l/p_f$	1,7	1,9	1,3	1,7

**Tabela 5.5 – Resultados do ensaio PMT- 07**

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m
$V_f$ (cm <sup>3</sup> )	255	225	265	250
$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	135	135	150	160
$p_f$ (kPa)	1.010	1.000	780	740
$p_0$ (kPa)	80	80	60	85
$E_m$ (kPa)	11.235,2	14.411,3	9.034,7	10.260,2
$p_l$ (kPa)	1.580	1.850	1.475	1.440
$E_m/p_l$	7,1	7,8	6,1	7,1
$p_l/p_f$	1,6	1,9	1,9	1,9

**Tabela 5.6 – Resultados do ensaio PMT- 04**

Profundidade	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m
$V_f$ (cm <sup>3</sup> )	280	255	285	290	285	360	-
$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	150	155	160	110	120	160	-
$p_f$ (kPa)	345	295	465	370	620	640	-
$p_0$ (kPa)	30	30	30	30	40	30	-
$E_m$ (kPa)	3.673,9	3.912,2	5.253,2	2.989,5	5.580,7	4.908,4	-
$p_l$ (kPa)	530	520	745	535	900	945	-
$E_m/p_l$	6,9	7,5	7,1	5,6	6,2	5,2	-
$p_l/p_f$	1,5	1,8	1,6	1,4	1,5	1,5	-

**Tabela 5.7 – Resultados do ensaio PMT- 05**

<b>Profundidade</b>	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m
<b>V<sub>f</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	260	240	390	380	280	425	460
<b>V<sub>0</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	135	130	265	160	155	200	110
<b>p<sub>f</sub> (kPa)</b>	250	315	340	905	950	700	610
<b>p<sub>0</sub> (kPa)</b>	30	30	30	60	60	50	25
<b>E<sub>m</sub> (kPa)</b>	2.656,8	3.859,4	3.743,7	6.283,3	10.748,0	4.745,1	3.023,3
<b>p<sub>i</sub> (kPa)</b>	455	505	1.135	1.160	1.480	940	775
<b>E<sub>m</sub>/p<sub>i</sub></b>	5,8	7,6	3,3	5,4	7,3	5,0	3,9
<b>p<sub>i</sub>/p<sub>f</sub></b>	1,8	1,6	3,3	1,3	1,6	1,3	1,3

**Tabela 5.8 – Resultados do ensaio PMT- 08**

<b>Profundidade</b>	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m
<b>V<sub>f</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	390	255	310	310	280	470	380
<b>V<sub>0</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	165	140	150	140	145	210	145
<b>p<sub>f</sub> (kPa)</b>	350	305	420	485	550	620	885
<b>p<sub>0</sub> (kPa)</b>	55	30	30	35	40	30	50
<b>E<sub>m</sub> (kPa)</b>	2.083,8	3.450,8	3.663,3	4.013,5	5.552,0	3.712,2	5.694,5
<b>p<sub>i</sub> (kPa)</b>	475	455	640	630	770	910	1.145
<b>E<sub>m</sub>/p<sub>i</sub></b>	4,4	7,6	5,7	6,4	7,2	4,1	5,0
<b>p<sub>i</sub>/p<sub>f</sub></b>	1,4	1,5	1,5	1,3	1,4	1,5	1,3

Pode-se observar, pela análise dos dados mostrados nas tabelas acima, que não foi possível a obtenção dos parâmetros do solo nos ensaios PMT- 01 a 4 m e PMT- 04 a 7 m, em virtude de problemas de rompimento da membrana e do recobrimento, o que invalida assim o ensaio.

As Figuras 5.9 a 5.16 apresentam as curvas pressiométricas corrigidas, obtidas para cada furo realizado para a execução dos ensaios pressiométricos.

As Figuras 5.17 a 5.20 mostram a variação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, em relação à profundidade para cada ensaio pressiométrico realizado.

### PMT-01

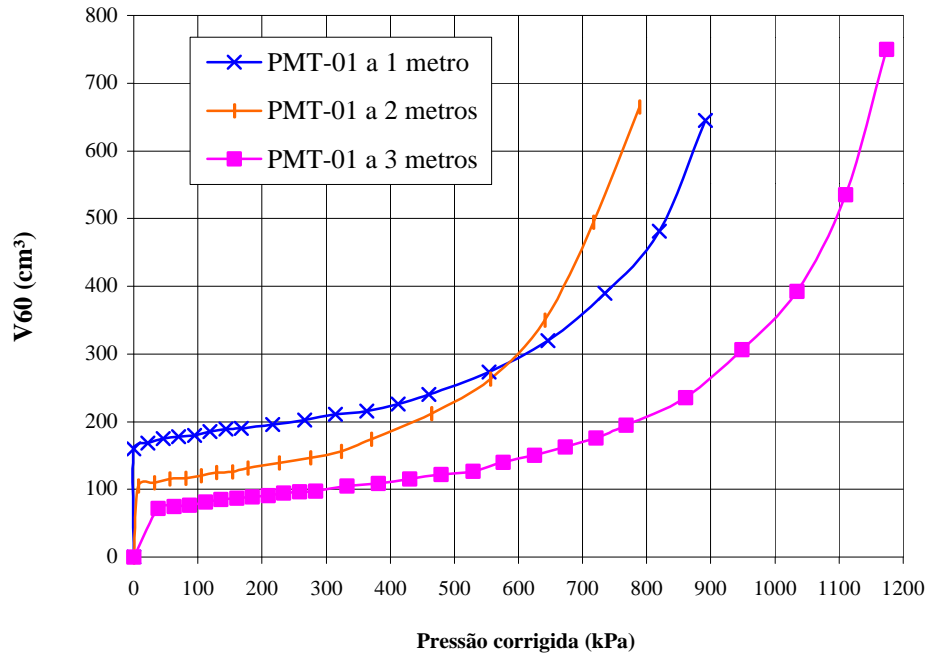


Figura 5.9 – Resultados do ensaio PMT- 01.

### PMT-02

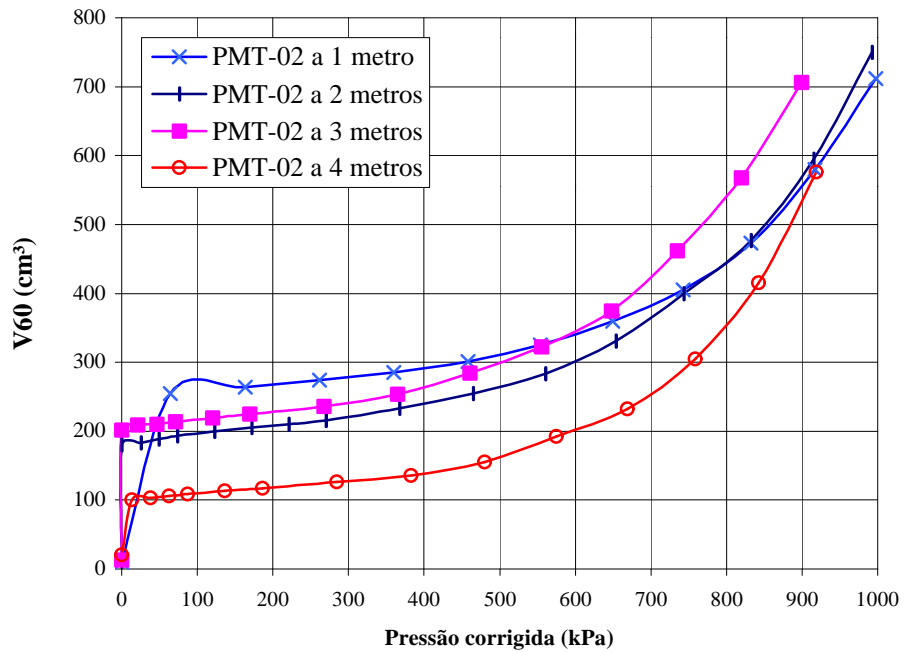


Figura 5.10 – Resultados do ensaio PMT- 02.

### PMT-03

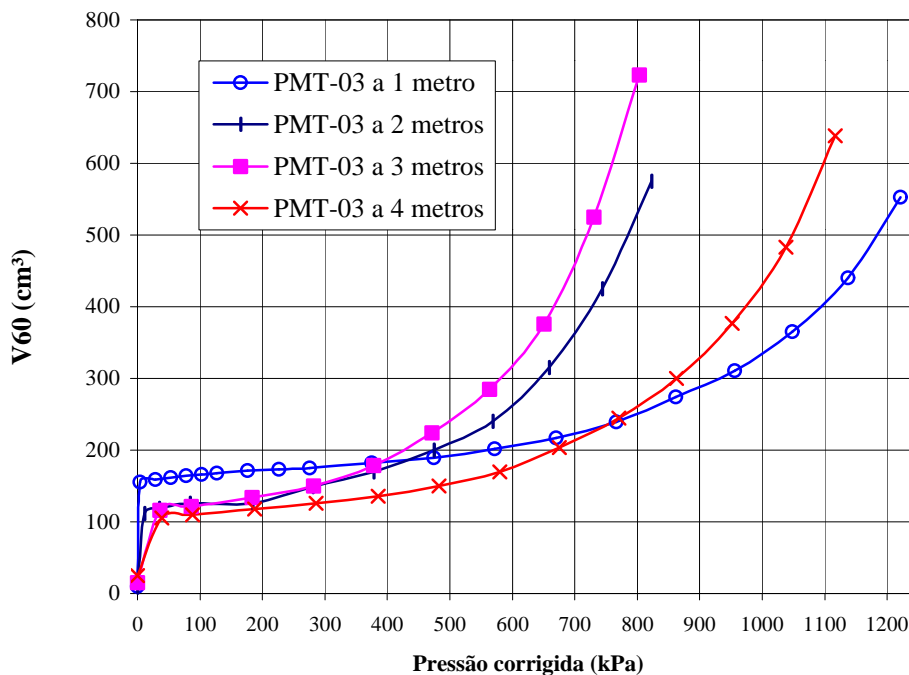


Figura 5.11 – Resultados do ensaio PMT- 03.

### PMT-04

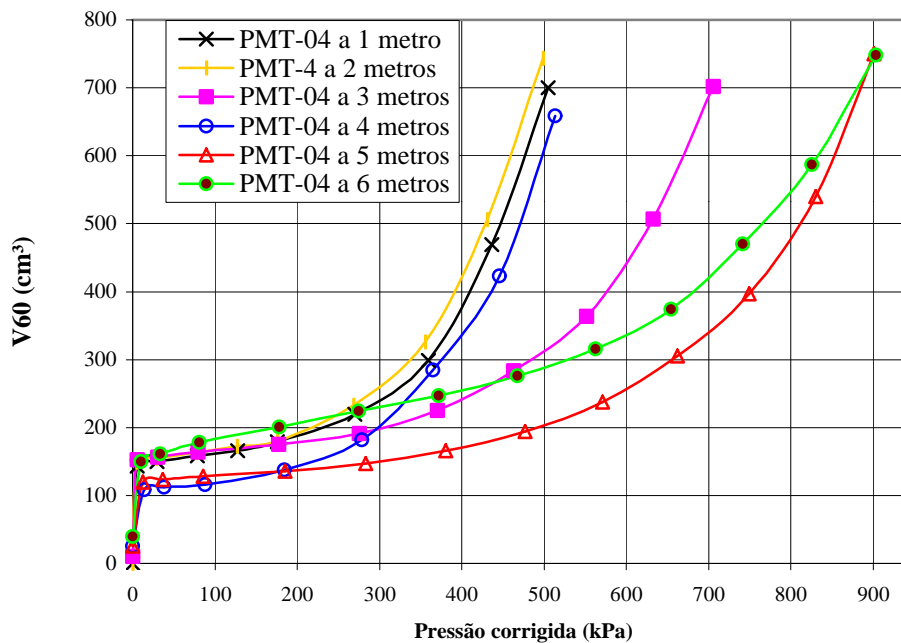


Figura 5.12 – Resultados do ensaio PMT- 04.

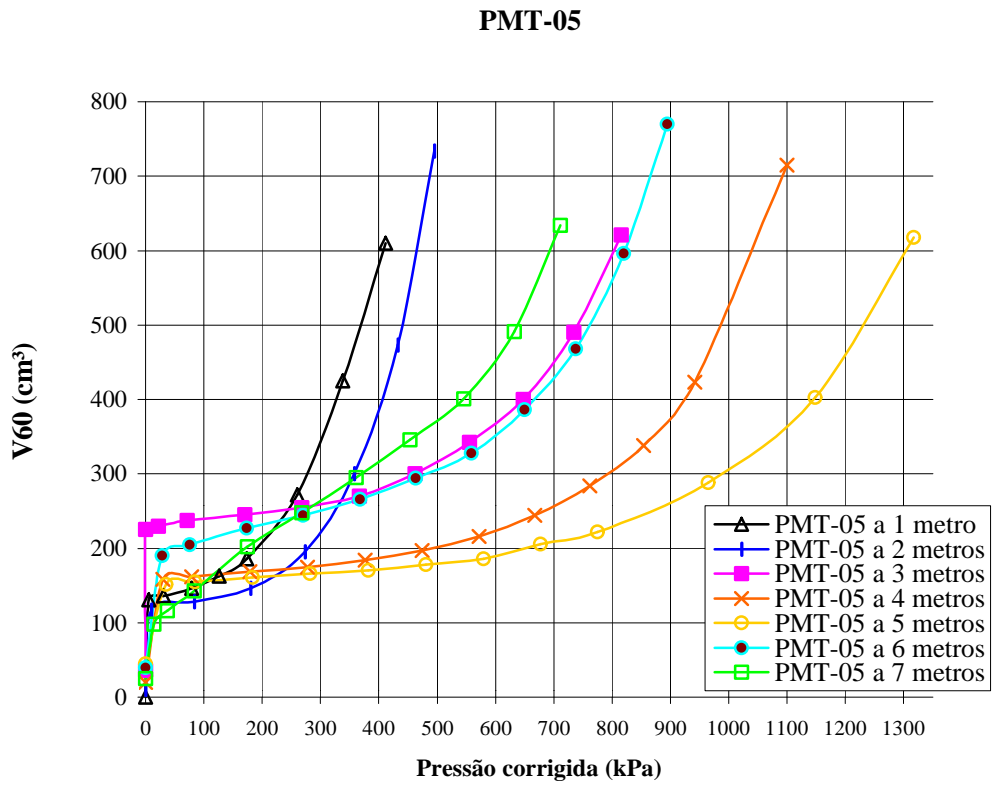


Figura 5.13 – Resultados do ensaio PMT- 05.

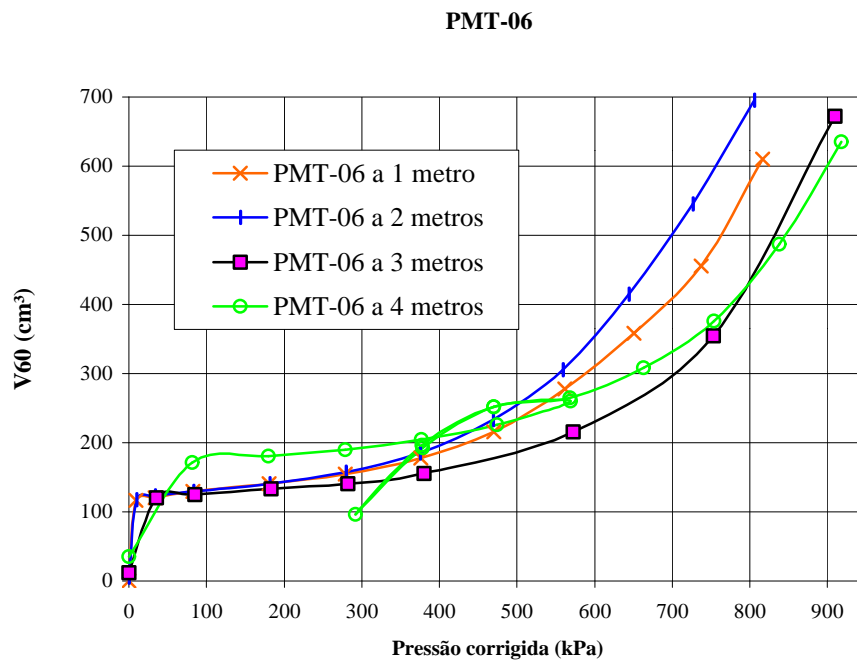


Figura 5.14 – Resultados do ensaio PMT- 06.

### PMT-07

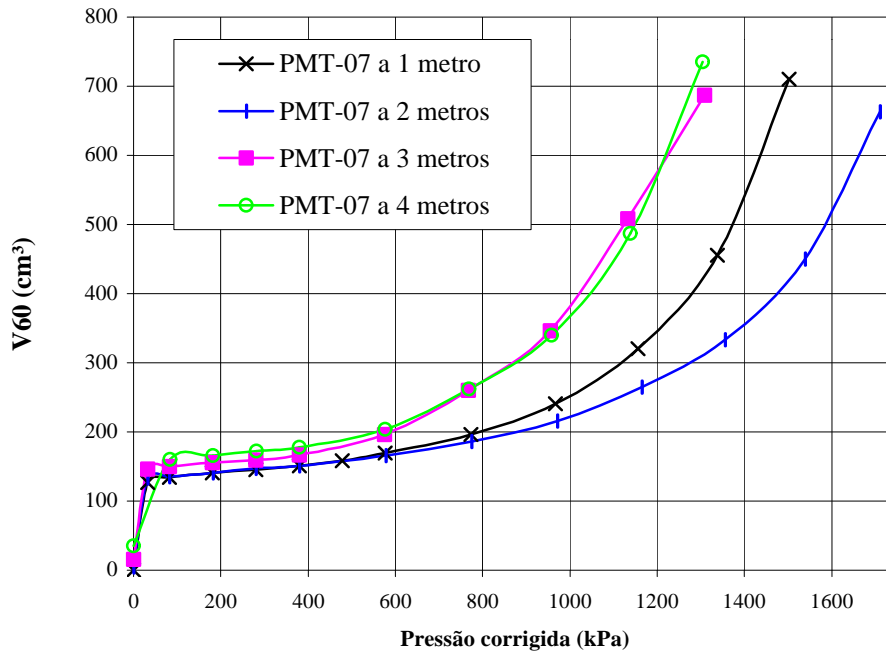


Figura 5.15 – Resultados do ensaio PMT- 07.

### PMT-08

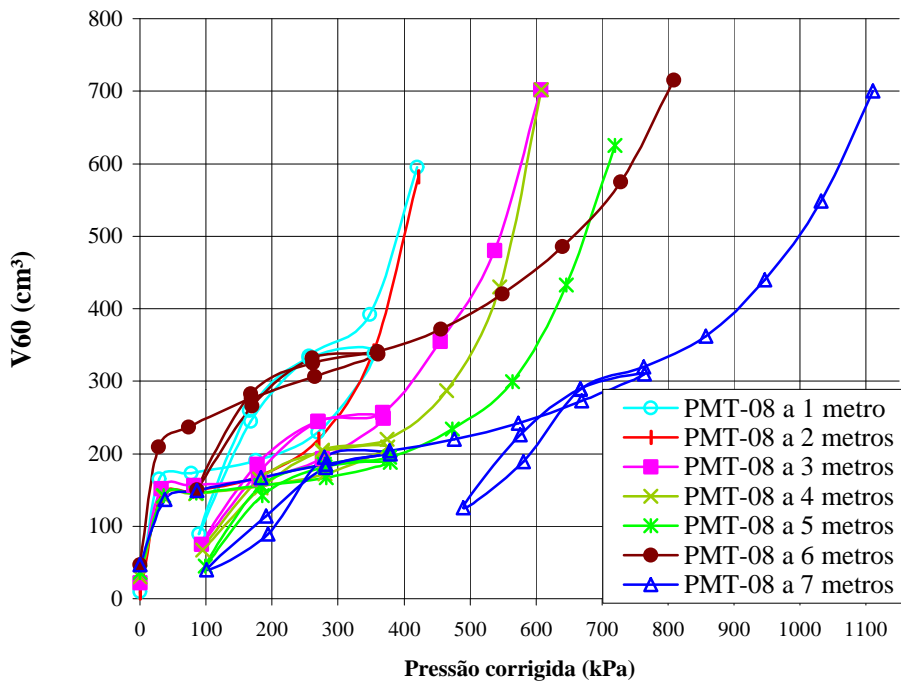


Figura 5.16 – Resultados do ensaio PMT- 08.

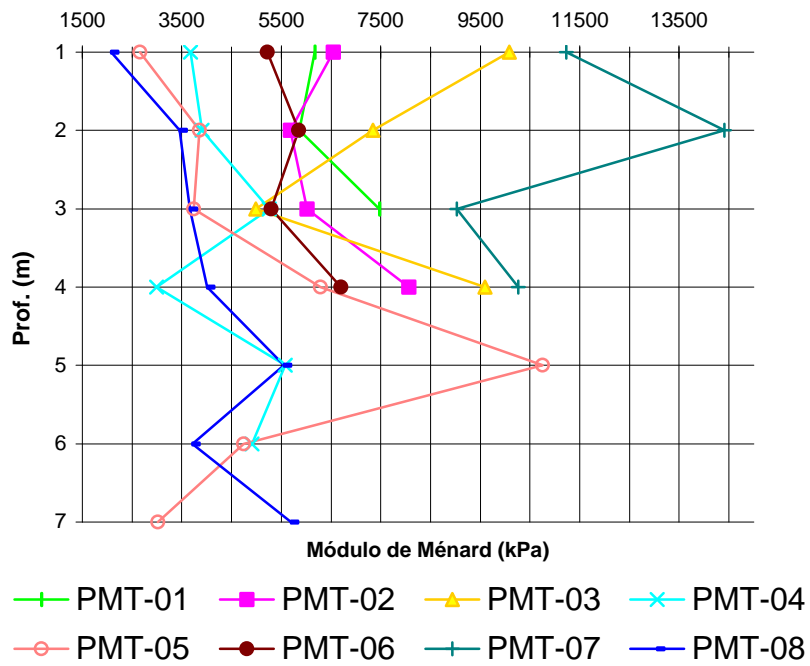


Figura 5.17 – Variação do módulo de Ménard com a profundidade.

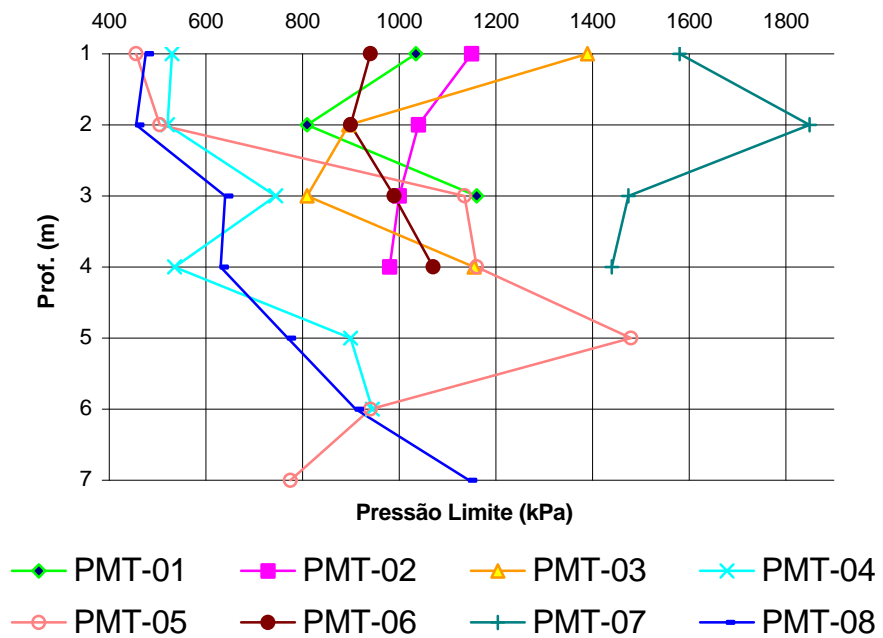


Figura 5.18 – Variação da pressão limite com a profundidade.

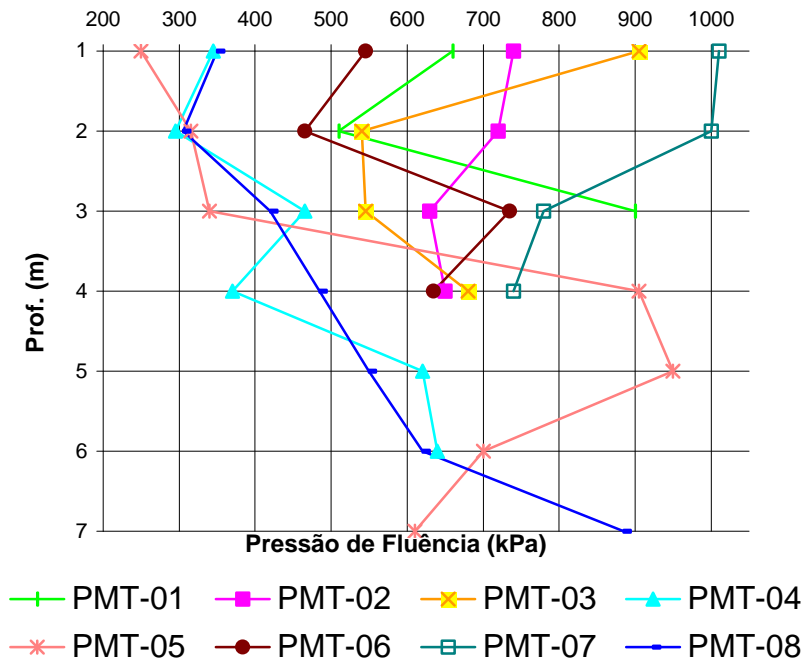


Figura 5.19 – Variação da pressão de fluência com a profundidade.

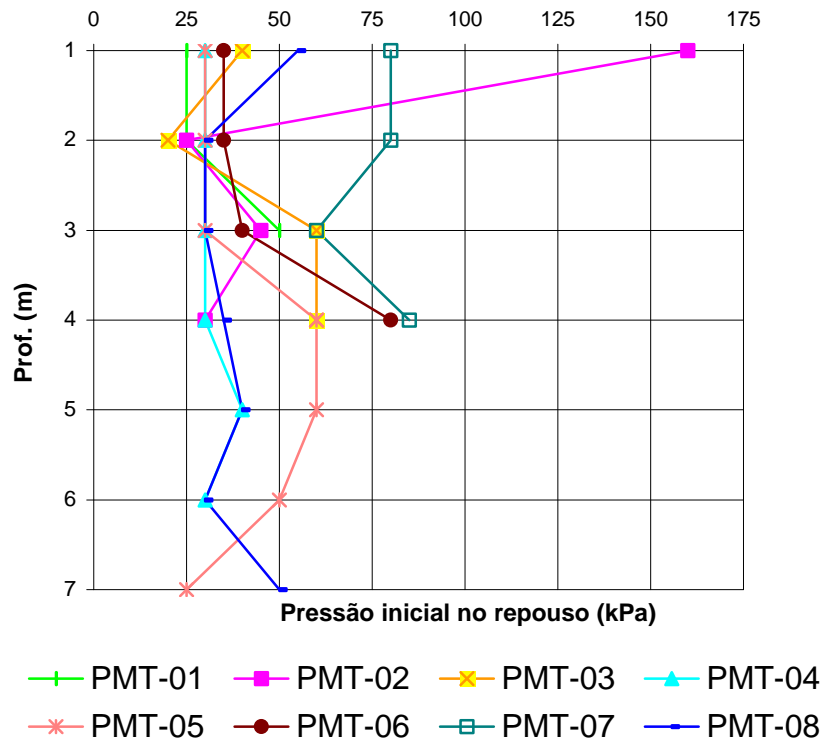


Figura 5.20 – Variação da pressão horizontal inicial no repouso ( $p_0$ ) com a profundidade.

### 5.1.4 Avaliação do módulo de Ménard

Neste subitem, comparam-se os resultados dos módulos de Ménard, obtidos segundo as expressões (6) e (7b), apresentadas no Capítulo 2. A Tabela 5.9 apresenta os valores do módulo de Ménard obtidos para os ensaios realizados, utilizando-se da expressão (7b).

**Tabela 5.9 – Valores de  $E_m$  (kPa) obtidos segundo a expressão (7b)**

Ensaio	PMT-01	PMT-02	PMT-03	PMT-04	PMT-05	PMT-06	PMT-07	PMT-08
1 m	7.937,5	8.592,6	13.307,7	4.846,2	3.520,0	7.034,5	15.500,0	2.622,6
2 m	7.760,0	7.091,8	9.904,8	5.300,0	5.181,8	8.190,5	20.444,4	4.782,6
3 m	9.444,4	7.800,0	6.466,7	6.960,0	4.960,0	6.780,5	12.521,7	4.875,0
4 m	-	10.782,6	13.052,6	3.777,8	7.681,8	9.250,0	14.555,6	5.294,1
5 m	-	-	-	7.160,5	14.240,0	-	-	7.555,6
6 m	-	-	-	6.100,0	5.777,8	-	-	4.538,5
7 m	-	-	-	-	3.342,9	-	-	7.106,4

Comparando-se os resultados do módulo de Ménard ( $E_m$ ), apresentados na Tabela 5.9 com os valores de  $E_m$ , das Tabelas 5.1 a 5.8, observa-se que os valores do módulo de Ménard obtidos pela expressão (6) são, significativamente, inferiores aos obtidos pela expressão (7b).

## 5.2 Estimativas da capacidade de carga

Realizaram-se estimativas da capacidade de carga das estruturas de fundação estudadas por LOPES (1997) e por DA SILVA (2000), utilizando-se os resultados dos ensaios pressiométricos realizados neste trabalho, por meio de formulações teóricas e semi-empíricas, para o cálculo da capacidade de carga de fundações rasas e profundas.

## 5.2.1 Estimativa da capacidade de carga da sapata estudada por LOPES (1997)

LOPES (1997) estudou uma sapata quadrada de lado igual a 1,20 metros e assente a uma profundidade de 1 m ( $D= 1$  m). Esta análise foi efetuada separadamente com os resultados dos ensaios PMT- 01, 02 e 06, utilizando-se a equação (18), em conjunto com os ábacos das Figuras 2.5 e 2.7.

### 5.2.1.1 Análise realizada com o ensaio PMT- 01

#### □ Cálculo da pressão limite líquida equivalente ( $p_{le}^*$ )

Calcula-se o valor da pressão limite líquida equivalente ( $p_{le}^*$ ), como sendo a média geométrica dos resultados dos “n” ensaios pressiométricos executados dentro de uma zona de  $1,5 B$  (cerca de 2 m), abaixo e acima da cota de assentamento da sapata.

Neste caso, como não foram realizados ensaios em profundidades acima da cota de assentamento da fundação, tem-se que

$$(p_l-p_0)_e = [(p_l-p_0)_1 \times (p_l-p_0)_2]^{1/2} = [(1.035-25) \times (810-25)]^{1/2} = 890 \text{ kPa.}$$

#### □ Cálculo da profundidade de embutimento ( $H_e$ )

$$H_e = [1/ (p_l-p_0)_e] \sum [(p_l-p_0)_i z_i] = [1/ 890] \times 1.795 = 2,0 \text{ m.}$$

#### □ Obtenção de $K_p$ segundo MÉNARD (1963)

Em que  $H_e/B = 1,67$ ; utiliza-se o ábaco da Figura 2.5, para fundações rasas isoladas, obtém-se  $K_p= 1,3$ .

#### □ Obtenção de $K_p$ segundo BAGUELIN et al. (1978)

Para a relação  $D/B= 0,83$ , e utilizando-se o ábaco da Figura 2.7, obtém-se  $K_p= 1,9$ .

#### □ Cálculo de $Q_u$ segundo MÉNARD (1963)

Estimando o valor de  $\sigma_v= 13,75 \times 1 \cong 14$  kPa, tem-se:

$$Q_u / A_b = K_p \times p_{le}^* + \sigma_v = 1,3 \times 890 + 14 = 1.170 \text{ kPa.}$$

$$Q_u = 1,44 \times 1.170 = 1.685 \text{ kN.}$$

□ **Cálculo de  $Q_u$  segundo BAGUELIN et al. (1978)**

$$Q_u / A_b = K_p \times p_{le}^* + \sigma_v = 1,9 \times 890 + 14 = 1.705 \text{ kPa.}$$

$$Q_u = 1,44 \times 1.705 = 2.455 \text{ kN.}$$

Verifica-se, na Tabela 5.10, o resumo dos resultados obtidos de modo análogo para a estimativa da capacidade de carga da sapata, utilizando-se dos ensaios PMT- 01, 02 e 06.

**Tabela 5.10 – Resumo dos resultados da estimativa de capacidade de carga da sapata**

Ensaio	$p_{le}^*$ (kPa)	$H_e$ (m)	$K_p^{(1)}$	$Q_u/A_b$ (kPa) [Ménard]	$Q_u$ (kN) [Ménard]	$Q_u/A_b$ (kPa) [Baguelin]	$Q_u$ (kN) [Baguelin]
PMT- 01	890	2	1,9	1.170	1.685	1.705	2.450
PMT- 02	1.000	2	2,1	1.314	1.890	2.114	3.044
PMT- 06	885	2	1,9	1.165	1.678	1.695	2.440

Nota:  
(1) Os valores de  $K_p$  indicados na tabela são os obtidos, utilizando-se do ábaco proposto por Baguelin et al. (1978). O valor de  $K_p$  obtido para os três ensaios, utilizando-se do ábaco proposto por Ménard (1963), é igual a 1,3.

A partir dos resultados obtidos, via prova de carga estática, e das análises realizadas por LOPES (1997), em conjunto com os estudos realizados via ensaios pressiométricos, verificou-se que o método proposto por MÉNARD (1963) foi o que mais se mostrou satisfatório. A estimativa da carga à ruptura, obtida por este método, mostrou-se muito próxima da estimada por LOPES (1997), por meio da análise da prova de carga (1.750 a 1.900 kN).

Por outro lado, o método proposto por BAGUELIN et al. (1978) superestimou em, aproximadamente, 45% a carga de ruptura obtida por LOPES (1997).

## 5.2.2 Estimativa da capacidade de carga do tubulão estudado por DA SILVA (2000)

Para esta estimativa de capacidade de carga, utilizaram-se os resultados dos ensaios pressiométricos PMT- 04 e 08. O ensaio PMT- 05 foi descartado desta análise, em razão da grande dispersão de valores dos módulos de Ménard e das pressões limite deste ensaio. Separadamente, realizaram-se as estimativas das capacidades de carga para a ponta e atrito lateral:

### ➤ Estimativa da capacidade de carga da ponta

Para se obter a estimativa de capacidade de carga da ponta de uma fundação profunda, utiliza-se da seguinte expressão:

$Q_p = A_p \cdot (K_p \cdot p_{le}^* + \sigma_v)$ ; sendo que, no caso do tubulão estudado por DA SILVA (2000),  $A_p = 1,13 \text{ m}^2$  e  $\sigma_v \cong 75 \text{ kPa}$ .

Estudou-se a capacidade de carga da ponta do tubulão, utilizando-se, separadamente, os resultados dos ensaios PMT- 04 e 08.

Os cálculos a seguir baseiam-se no ensaio PMT- 04:

#### □ Cálculo da pressão limite líquida equivalente ( $p_{le}^*$ )

Já que  $1,5 \times B = 1,5 \times 1,2 \cong 2$  metros, utilizam-se ensaios compreendidos numa faixa de 2 metros acima e abaixo da base do tubulão [4 ensaios (a 3, 4, 5 e 6 metros)].

$$p_{le}^* = (715 \times 505 \times 860 \times 915)^{1/4} = 730 \text{ kPa}$$

#### □ Cálculo da profundidade de embutimento ( $H_e$ )

$$H_e = (715 \times 1 + 505 \times 1 + 860 \times 1 + 915 \times 1) / 730 = 4,10 \text{ m.}$$

#### □ Obtenção de $K_p$

Serão utilizados valores do coeficiente de capacidade de carga obtidos pelos gráficos propostos por MÉNARD e GAMBIM (1963), BAGUELIN et al. (1978) e BUSTAMENTE e GIANESELLI (1981).

- **Método de MÉNARD e GAMBIM (1963)** (Tabela 2.14 e Figura 2.8).

$$H_e/R = 4,10/0,6 = 6,83; \text{ Categoria II} \Rightarrow K_p = 2,8$$

- **Método de BAGUELIN et al. (1978)** (Figura 2.7).

$$D/B = 5,18/1,2 = 4,32 \Rightarrow K_p = 3,6$$

- **Método de BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981)** (Tabela 2.15 e Figura 2.9).

$$H_e/R = 6,83; \text{ Categoria 1} \Rightarrow K_p = 0,9$$

- **Cálculo da capacidade de carga da ponta ( $Q_p$ )**

A Tabela 5.11 mostra os valores obtidos para  $Q_p$ , utilizando-se dos diferentes métodos propostos:

**Tabela 5.11 – Valores de  $Q_p$  via resultados do PMT- 04**

<b>Método</b>	<b><math>Q_p</math> (KN)</b>
Ménard e Gambim	2.395
Baguelin, Jézéquel e Shields	3.050
Bustamante e Gianeselli	830

De modo análogo, realizou-se o estudo acima, utilizando-se dos resultados do ensaio PMT- 08. A Tabela 5.12 mostra o resumo deste estudo, em que  $D = 5,18$  m,  $p_{le}^* = 695$  kPa,  $H_e = 4,05$  m.,  $H_e/R = 6,75$  e  $D/B = 4,32$ .

**Tabela 5.12 – Resumo dos resultados de  $K_p$  e  $Q_p$  via PMT- 08**

<b>Método</b>	<b><math>K_p</math></b>	<b><math>Q_p</math> (kN)</b>
Ménard e Gambim	2,7	2.205
Baguelin, Jézéquel e Shields	3,5	2.830
Bustamante e Gianeselli	0,9	790

A partir da análise dos resultados da capacidade de carga da base do tubo estudado por DA SILVA (2000), obtidos pelos métodos apresentados, verifica-se uma elevada discordância nos resultados destes métodos, sendo

que o método de BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981) é o que apresenta os menores valores de capacidade de carga (quase três vezes inferior aos demais).

Conforme citado no Capítulo 3, durante a realização da prova de carga feita por DA SILVA (2000), não foi possível obter a carga de ruptura da base dessa estrutura, em virtude da insuficiência de reação.

#### ➤ **Estimativa da capacidade de carga por atrito lateral**

Realizou-se a estimativa da capacidade de carga por atrito lateral com base nos ensaios pressiométricos PMT- 04 e 08, separadamente, em que se utilizou dos métodos de MÉNARD (1963), BAGUELIN et al. (1978) e BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981).

A estimativa foi baseada, considerando-se os dois segmentos do fuste do tubulão separadamente, em que a primeira parcela de carga por atrito, correspondente ao primeiro segmento de fuste do tubulão, foi calculada pela expressão

$$Q_{f1} = \Sigma [f_{\text{máx}} \cdot \pi \cdot B \cdot \Delta z_1 ]$$

em que  $B=0,6$  m;  $\Delta z_1=1,92$  m e  $f_{\text{máx}}$ , calculado segundo as curvas propostas pelos autores descritos acima. De modo análogo, para o segundo segmento do fuste, tem-se

$$Q_{f2} = \Sigma [f_{\text{máx}} \cdot \pi \cdot B \cdot \Delta z_2 ], \text{ onde, } \Delta z_2 = 1,68 \text{ m e } B = 0,6 \text{ m.}$$

Portanto, a resistência total em virtude do atrito lateral é dada por

$$Q_{\text{ft}} = Q_{f1} + Q_{f2}$$

#### □ **Método de MÉNARD (1963)**

Utilizando-se a Figura 2.10 – Curva A, obtém-se os resultados apresentados na Tabela 5.13.

**Tabela 5.13 – Resumo dos valores de  $Q_f$  segundo MÉNARD (1963)**

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q_{f1}</math> (kN)</b>	<b><math>Q_{f2}</math> (kN)</b>	<b><math>Q_{ft}</math> (kN)</b>
PMT- 04	210	200	410
PMT- 08	188	200	388

□ **Método de BAGUELIN et al. (1978)**

Utilizando-se a Figura 2.11 – Curva B, obtém-se os resultados da Tabela 5.14.

**Tabela 5.14 – Resumo dos valores de  $Q_f$  segundo BAGUELIN et al. (1978)**

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q_{f1}</math> (kN)</b>	<b><math>Q_{f2}</math> (kN)</b>	<b><math>Q_{ft}</math> (kN)</b>
PMT- 04	203	197	400
PMT- 08	163	197	360

□ **Método de BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981)**

Utilizando-se a Tabela 2.16 (a Curva A é a que melhor se aplica ao problema estudado) e a Figura 2.12, obtém-se os resultados da Tabela 5.15.

**Tabela 5.15 – Resumo dos valores de  $Q_f$  segundo BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981)**

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q_{f1}</math> (kN)</b>	<b><math>Q_{f2}</math> (kN)</b>	<b><math>Q_{ft}</math> (kN)</b>
PMT- 04	65	63	128
PMT- 08	54	63	117

A partir da análise dos resultados da prova de carga obtidos por DA SILVA (2000), apresentados no Capítulo 4 (Tabelas 4.8 e 4.9), tem-se:

**Tabela 5.16 – Valores de resistência lateral obtidos na prova de carga realizada por DA SILVA (2000)**

Resistência	Fuste 1 (kN)	Fuste 2 (kN)	Total (kN)
Pico	347,88	279,20	627,08
Residual	183,93	171,72	355,65

Dos métodos apresentados, MÉNARD (1963), BAGUELIN et al. (1978) apresentaram resultados mais próximos aos valores residuais obtidos na prova de carga. É importante salientar que, principalmente durante a aplicação de carga, nos segmentos de fuste até as suas cargas de ruptura, mede-se exclusivamente a resistência de pico em razão do atrito lateral naquele segmento. Após a carga de ruptura, que causa o cisalhamento do solo, passa-se à carga residual constante para cada segmento.

O método de BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981) apresenta valores da capacidade de carga devido ao atrito lateral, bastante inferiores aos valores apresentados pelos outros métodos. Verifica-se na Tabela 5.17 um resumo da capacidade de carga final estimada do tubulão em estudo, via ensaios pressiométricos.

**Tabela 5.17 – Resumo da estimativa de carga total do tubulão**

Ensaio utilizados na estimativa	$Q_t$ (kN) Segundo Ménard e Gambim (1963)	$Q_t$ (kN) Segundo Baguelin, Jézéquel e Shields (1978)	$Q_t$ (kN) Segundo Bustamante e Gianeselli (1981)
PMT- 04	2.805	3.450	958
PMT- 08	2.593	3.190	907

## 5.3 Estimativa dos recalques

### 5.3.1 Estimativa de recalque da sapata estudada por LOPES (1997)

A estimativa do recalque da sapata foi realizada, considerando-se o solo estudado como um solo homogêneo, conforme descrito no Capítulo 2, utilizando-se dos ensaios pressiométricos PMT- 01, 02 e 06. Os demais ensaios próximos à sapata (PMT- 03 e 07) não foram utilizados, já que os valores dos módulos pressiométricos destes ensaios apresentaram uma significativa dispersão de valores (superior a 30%). Neste caso, o solo estudado deve ser analisado como um solo heterogêneo, o que não é objetivo desse trabalho.

O recalque da sapata foi estimado segundo a equação

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

em que  $B_0 = 0,60$  m.;  $B = 1,20$  m.;  $\lambda_c = 1,1$ ;  $\lambda_d = 1,12$ ;  $\alpha = 0,33$ ;

De acordo com a Tabela 5.18, verifica-se o valor do módulo de Ménard ( $E_m$ ) utilizado para cada análise realizada.

**Tabela 5.18 – Valores de  $E_m$  utilizados na estimativa dos recalques da sapata estudada por LOPES (1997)**

Ensaio	PMT- 01	PMT- 02	PMT- 06
$E_m$ (kPa)	6.175,8	6.542,6	5.215,9

Portanto, tem-se uma relação linear entre  $w$  e  $q^*$  conforme a expressão:

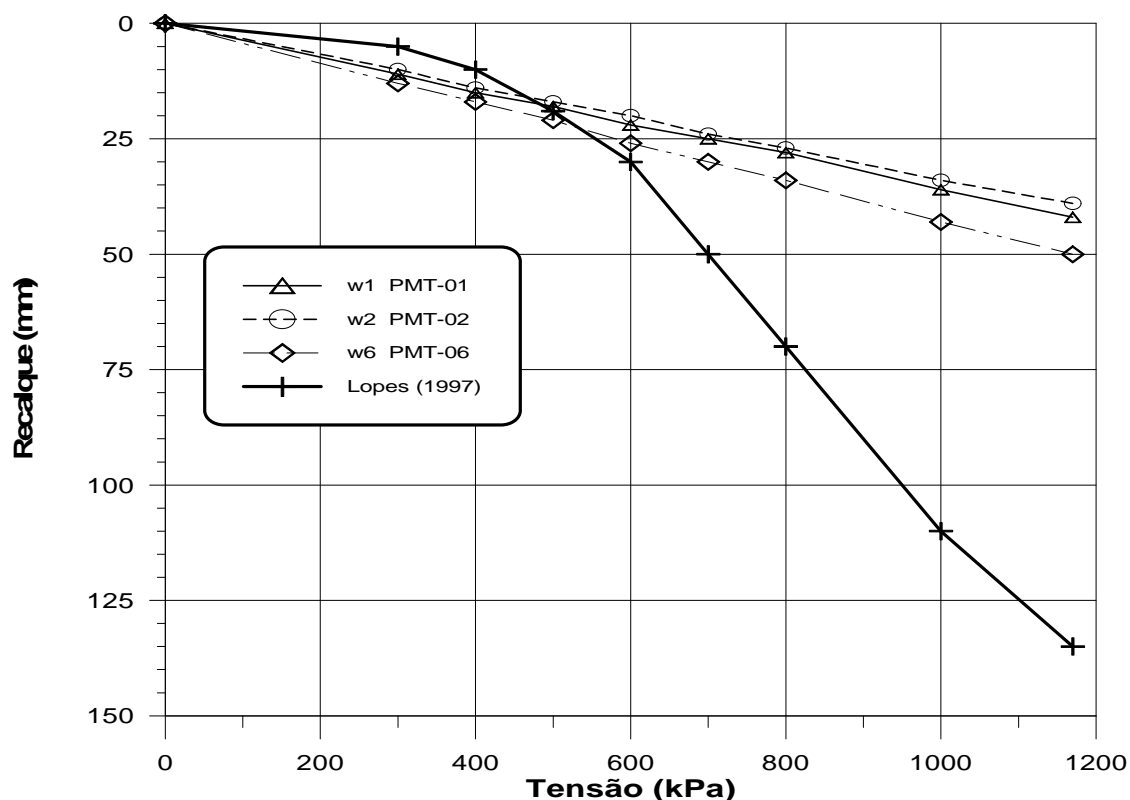
$$w \text{ (cm)} = q^* / (9.E_m) \cdot 200,2$$

A análise dos recalques, via ensaio pressiométrico de Ménard, mostrou-se satisfatória até uma tensão aproximada de 600 kPa (carga aplicada de, aproximadamente, 860 kN). Para valores de tensão superiores a este, o método subestima em mais 50% os recalques sofridos pela estrutura durante o ensaio de prova de carga estática.

Na Tabela 5.19 verifica-se, resumidamente, alguns resultados dos recalques estimados, via o método de MÉNARD e ROSSEAU (1962), em comparação com os valores obtidos na prova de carga executada por LOPES (1997), para alguns valores de tensão aplicada. Os recalques  $w_1$ ,  $w_2$  e  $w_6$  correspondem, respectivamente, aos recalques estimados com resultados dos ensaios PMT-01, 02 e 06. A Figura 5.21 ilustra graficamente o apresentado na Tabela 5.19.

**Tabela 5.19 – Comparação dos recalques estimados via PMT**

Tensão aplicada (kPa)	Carga no macaco (kN)	Recalques estimados via PMT (cm)			Recalque LOPES (1997) (cm)
		$w_1$	$w_2$	$w_6$	
300	432	1,1	1,0	1,3	0,5
400	576	1,5	1,4	1,7	1,0
500	720	1,8	1,7	2,1	2,2
600	864	2,2	2,0	2,6	3,0
700	1.008	2,5	2,4	3,0	5,0
800	1.152	2,8	2,7	3,4	7,0
1.000	1.440	3,6	3,4	4,3	11,0
1.170	1.685	4,2	3,9	5,0	13,5



**Figura 5.21 – Gráfico comparativo entre os recalques lidos (LOPES, 1997) e estimados via PMT.**

### **5.3.2 Estimativa dos recalques do tubulão estudado por DA SILVA (2000)**

O tubulão estudado por DA SILVA (2000), conforme descrito no Capítulo 3, é uma estrutura segmentada com placas de isopor (material muito deformável), situadas entre segmentos de concreto que formam o fuste do tubulão. Quando a carga aplicada ao topo do tubulão mobiliza o atrito lateral disponível, há a conseqüente deformação do elemento do fuste e do solo adjacente. Então, a carga começa a ser transferida ao elemento inferior através da placa de isopor situada entre ambos. Nesta estrutura segmentada, as deformações serão maiores do que em um tubulão ou estaca, convencionalmente instrumentada (elemento único de concreto com células de carga instaladas no fuste) e, portanto, a interpretação dos resultados desta prova de carga será difícil no que concerne à análise da curva carga x recalque e da distribuição de carga entre o fuste e a base.

No entanto, cabe observar que a interpretação dos resultados referente ao diagrama de transferência de carga parece ser razoável, uma vez que assume-se, que as cargas só são transferidas ao elemento, imediatamente inferior, quando os elementos superiores tiverem mobilizado toda a parcela de atrito lateral.

Portanto, a estimativa do recalque da estrutura analisada fica comprometida pela falta de parâmetros para comparação entre os valores de recalque medidos e os estimados pelos métodos descritos. Tal conclusão pode ser suportada, ao se analisar os recalques obtidos pela sapata (para uma carga aplicada de, aproximadamente, 1.650 kN, em que se verificou um recalque de aproximadamente 140 mm); no entanto, obtiveram-se, para o tubulão, recalques superiores aos obtidos na sapata, para uma carga aproximada de 880 kN (carga esta insuficiente para se atingir a ruptura).

Fizeram-se estimativas de recalque, considerando o tubulão ensaiado como uma estrutura totalmente rígida ao longo de sua extensão; e os resultados dessas estimativas foram da ordem de décimos de centímetros.

### 5.3.3 Correlações entre ensaios e parâmetros

Neste item realizaram-se comparações e correlações entre alguns parâmetros obtidos via ensaio pressiométrico de Ménard e parâmetros obtidos por outros ensaios de laboratório e campo consagrados na engenharia geotécnica. As correlações a serem utilizadas e testadas são as mesmas propostas no Capítulo 2.

Em razão da grande quantidade de ensaios realizados no Campo Experimental de Fundações da UFV, escolheram-se, para as respectivas comparações, ensaios próximos entre si, ou nas proximidades dos poços de amostragem para as comparações com parâmetros obtidos em ensaios laboratoriais.

#### □ **Classificação do solo via parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos de Ménard**

A correlação proposta por BAGUELIN et al. (1978), para classificação de solos, em que se utiliza da razão entre o módulo de Ménard e a pressão limite, mostrou-se satisfatória, de acordo com as Tabelas 5.1 a 5.8. Esta correlação é comprovada pelos demais ensaios de laboratório e campo que caracterizam o solo estudado como sendo um solo arenoso (areia siltosa, fofa a compacta).

Já a correlação entre a pressão limite e de fluência, citada e proposta pelos mesmos autores, mostrou-se variável num intervalo de valores de 1,3 a 1,9. Nota-se que este intervalo engloba o intervalo de valores proposto pelos autores para solos argilosos (1,6 a 1,8).

#### □ **Correlações entre PMT e DMT**

Para a comprovação das correlações apresentadas no Capítulo 2, entre os parâmetros obtidos entre estes ensaios, foram utilizados os resultados dos ensaios dilatométricos de DA SILVA (2000) e os ensaios pressiométricos PMT-04, 05 e 08.

A correlação entre a pressão  $P_0$  obtida no ensaio dilatométrico e a pressão limite, proposta por Schmertmann (1987), mostrou-se insatisfatória

para o tipo de solo estudado. Os valores obtidos para esta correlação variaram de 0,2 a 0,5.

A correlação proposta por Kalteziotis et al. (1991) mostrou-se, razoavelmente, satisfatória para solos saprolíticos, sugerindo-se que o fator multiplicador do módulo dilatométrico ( $E_D$ ) seja igual a 0,3 (ou 0,2).

#### □ **Correlações entre CPT e PMT**

Nessas correlações, utilizaram-se os resultados do ensaio de cone (CPT) realizado pela empresa PTS, sendo o ensaio CPT- 1 comparado com o ensaio PMT- 05 e o CPT-2 com os ensaios PMT- 04 e 08.

Os valores obtidos pela razão entre a resistência de ponta ( $q_c$ ), obtida em ensaios CPT, e a pressão limite mostraram-se mais coerentes com a proposta feita por Ménard (Tabela 2.6) do que a proposta feita por Van Wanbeke (1962), conforme ilustrado na Tabela 2.7.

Considerando-se para efeito comparativo, um valor do ângulo de atrito interno do solo estudado de 30° (ALMEIDA, 2000), os resultados dos estudos realizados por De Beer, Van De Pitte e Van Wambeke (Tabela 2.8), relacionando a razão  $R_p/p_l$ , em função do ângulo de atrito para solos não coesivos, ajustam-se de maneira satisfatória.

#### □ **Correlação entre o Módulo de Ménard e o Módulo Oedométrico obtido em ensaios de compressibilidade**

As correlações existentes entre o módulo de Ménard e o módulo Oedométrico, obtido em ensaios de compressibilidade, referem-se a solos normalmente adensados (MÉNARD e ROSSEAU, 1962), fato este que não representa a situação atual do solo estudado (altamente pré-adensado).

#### □ **Estimativas para obtenção da coesão não drenada ( $S_u$ )**

Foram feitas tentativas para correlacionar o valor da coesão não drenada obtida por ALMEIDA (2000), e as pressões limites, obtidas nos ensaios PMT- 01, 02, 03 e 06. Os resultados obtidos não foram satisfatórios em comparação às proposições feitas no Capítulo 2. Os valores encontrados

nestas correlações foram bem superiores aos propostos por Ménard (1957) e Briaud (1992).

#### □ **Correlações entre SPT e PMT**

A razão entre o índice N (SPT) e a pressão limite, proposta por Waschowski (1976), mostrou-se insatisfatória dada a elevada dispersão dos valores encontrados. Para os ensaios PMT- 04 e 08 comparados com o furo SPT-01 realizado por DA SILVA (2000), encontraram-se valores que variaram de  $0,5 \times 10^{-2}$  a  $1,3 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{kN}$ . Já os resultados obtidos pela correlação entre o ensaio PMT-05 e o SPT-02, realizado por DA SILVA (2000), variaram de  $1,0 \times 10^{-2}$  a  $1,8 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{kN}$ .

## **6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

---

### **6.1 Conclusões**

- O ensaio pressiométrico de Ménard mostrou ser bastante eficiente para a determinação das características de deformabilidade e resistência do solo residual jovem gnáissico estudado, já que possibilitou obter de forma rápida e satisfatória tais características.
- Da mesma maneira que a qualidade das amostras indeformadas controlam a qualidade dos ensaios de laboratório, o bom estado (baixo amolgamento) das paredes do furo e a devida calibração do diâmetro do mesmo, em relação à sonda pressiométrica, determinam a qualidade do ensaio pressiométrico com pré-furo.
- A utilização do trado manual nas escavações do pré-furo mostrou-se eficiente para pequenas profundidades (aproximadamente 5m).

- Uma das vantagens do ensaio pressiométrico é que as curvas (tensão x deformação) corrigidas destes ensaios podem ser criticamente analisadas, o que possibilita a avaliação da qualidade do ensaio e a detecção do problema caso este exista.
- Para obtenção de resultados satisfatórios nos ensaios pressiométricos, estes devem seguir uma disciplina adequada e padrão, que tem início com a escolha do método de escavação do pré-furo.
- A utilização de um recobrimento protetor (bainha) mais resistente e mais adequado, para ensaiar solos com características semelhantes ao solo residual de gnaiss estudado, aparentemente, não influenciou na determinação das características de deformabilidade e resistência destes solos.
- Verificou-se que, para cada novo conjunto de membrana e recobrimento utilizado para a sonda pressiométrica, após um certo número de calibrações quanto a perda de pressão, obtinha-se uma certa constância nos valores a serem corrigidos.
- A utilização do Coeficiente da Sonda (K) no cálculo do módulo de Ménard deve ser feita com certa cautela, tendo-se em vista que os valores obtidos neste procedimento superestimam os valores de  $E_m$  que, conseqüentemente, irão subestimar, os recalques calculados com estes módulos de deformabilidade.
- No caso da sapata estudada por LOPES (1997), o método de MÉNARD (1963), para a determinação da capacidade de carga de fundações rasas, mostrou-se bastante satisfatório, ao contrário do proposto por BAGUELIN et al. (1978), que superestima a capacidade de carga da mesma.
- Comparando-se a curva carga x recalque da sapata (LOPES, 1997), obtida via prova de carga estática com a estimativa de recalque obtida pelo método de MÉNARD e ROSSEAU (1962), conforme esperado, nota-se que os recalques são previstos com

boa precisão até um determinado valor de tensão (aproximadamente 600 kPa), o que não ocorre com os recalques correspondentes à carga de ruptura.

- Pelo fato da prova de carga executada no tubulão descrito por DA SILVA (2000) não ter atingido a ruptura da base do mesmo, em decorrência de insuficiência de reação, não foi possível avaliar o desempenho dos métodos apresentados para cálculo da capacidade de carga da ponta e, conseqüentemente, a capacidade de carga de fundações profundas, para o caso estudado.
- Com relação à estimativa da capacidade de carga, em razão da parcela do atrito lateral para fundações profundas, verificou-se que os métodos de MÉNARD (1963) e BAGUELIN et al. (1978) obtiveram valores de  $Q_{ft}$  mais próximos aos resultados apresentados por DA SILVA (2000), enquanto que o método de BUSTAMANTE e GIANESELLI (1981) subestima ainda mais essa capacidade de carga.
- As cargas em razão do atrito lateral ( $Q_f$ ) dos segmentos do tubulão estudado, calculadas segundo os métodos de MÉNARD (1963) e BAGUELIN et al. (1978), tiveram seus valores próximos aos valores da carga lateral residual, obtidas após a ruptura destes segmentos, fato este que comprova o conservadorismo dos métodos atualmente empregados, tais como os estudados neste trabalho.
- A estimativa de recalques do tubulão não pode ser corretamente avaliada devido às características construtivas do tubulão estudado, que resultou em grandes deformações oriundas das placas de isopor colocadas entre os elementos, o que resultou em um comportamento atípico do tubulão sobre o aspecto da curva carga x recalque.

- Uma das maiores dificuldades encontradas durante a realização deste trabalho foi a execução dos ensaios cíclicos e com descarregamento.
- A utilização da sonda pressiométrica equipada com recobrimentos de borracha de 3 mm (sem reforço) não é indicada para a realização de ensaios em solos residuais jovens, o que é comprovado pelo elevado número de danos causados aos mesmos durante a execução dos ensaios.

## **6.2 Sugestões para trabalhos futuros**

Com o intuito de complementar as análises desenvolvidas no presente trabalho, algumas sugestões foram feitas, como se segue:

- A realização de uma prova de carga instrumentada conjuntamente com a realização de ensaios pressiométricos de modo a avaliar corretamente o comportamento de fundações profundas (tubulão ou estaca), quanto à curva carga x recalque.
- A realização de ensaios de calibração do ensaio pressiométrico em solos residuais típicos regionais.
- A modelagem numérica do ensaio pressiométrico, com base na teoria de expansão de cavidade cilíndrica em meios elásticos.
- A realização de uma análise detalhada de correlações entre ensaios de campo para o solo ensaiado.
- Medição da sucção do solo no campo para avaliar os efeitos da mesma nos resultados do ensaio pressiométrico de Ménard.
- Para a realização de ensaios a maiores profundidades, sgure-se a utilização de trados mecanizados, desde que, estes possam manter uma boa integridade das paredes e do diâmetro do furo.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- AICHHORN, W. (1957) **Techniques of field measurement and sampling: discussion**. Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. III, 134 p.
- ALMEIDA, M. S. S. (2000) **Análise numérica de prova de carga direta assente em solo residual de gnaiss**. Viçosa, MG: UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 147 p.
- AMAR, S., CLARKE, B. G, F., GAMBIM, M., ORR, T. L. L. (1991) **The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe**. A state-of-the-art report by the ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters, Part 1: Predrilled pressuremeters and self-boring pressuremeters. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 21 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS AND MATERIALS, ASTM D4719 (1987). **Standard test method for pressuremeter testing in soils**. Philadelphia, 14 p.

- APAGEO SEGELM (1997). **Training on the pressuremeter test principle.** Version 2/97, Eletronic Department, França, 12 p.
- APAGEO SEGELM (1997). **SPAD ménard pressuremeter data logger manual of instruction.** English Version. França, 14 p.
- APAGEO SEGELM (1998). **Operating instructions ménard pressuremeter.** English Version, França, 35 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6122 (1996). **Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 10 p.
- BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J. F., SHIELDS, D. H. (1978) **The Pressuremeter and Foundation Engineering.** Trans Tech Publications S.A., 617 p.
- BISHOP, R. F., HILL, R., MOTT, N. F. (1945) **The theory of indentation and hardness tests.** Proceedings of the Physical Society, Vol 57, Part 3, May, p. 147-159.
- BRANDT, J. R. T. (1978) **Utilização de um novo pressiômetro para determinação do comportamento elástico de solos residuais gnáissicos jovens e de estratos do terciário paulista.** Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 244 p.
- BRIAUD, J. L., (1992) **The pressuremeter.** Balkeema, Rotterdam.
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L. (1981) **Observed and predicted bearing capacity of isolated piles under axial loads.** Pressuremeter Method, Rev. Fr. Geotech, nº. 16, p. 17-33.
- CAVALCANTE, E. H., COUTINHO, R. Q., BEZERRA, R. L. (2000). **Estimativas da tensão horizontal no repouso ( $p_0$ ) e de  $S_u$  com o pressiômetro de Ménard.** VII Congresso Nacional de Geotecnia, p. 63-71.
- CLARKE, B. G. (1995) **Pressuremeters in Geotechnical Design.** Blackie Academic & Professional, 364 p.

- CONCIANI, W., FUTAI, M. M., PAIVA, W., BEZERRA, R. L. (2000) **Ensaio pressiométrico em solos não saturados**. VII Congresso Nacional de Geotecnia, p. 101-105.
- DA SILVA, C. E. F. (2000) **Estudo da distribuição de cargas ao longo do fuste e na base de um tubo**. Viçosa, MG: UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa.
- DE PAULA, M. C. (1998) **Ensaio dilatométrico em um solo residual de gnaiss**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 176 p.
- DICKRAN, B. (1986) **Sondagens do sub solo para fins de engenharia**. Volume 1, Universidade de Brasília, Brasília, 551 p.
- DUMAS, J. C. (1992) **Comparisons os settlements predicted by PMT and DMT in a silty-sandy soil in Quebec**. Personal communication.
- FERREIRA, R. S. (1992) **Interpretation of pressuremeter tests using a curve fitting technique**. University of Alberta, PhD Thesis – University of Alberta, Edmonton, Alberta, 232 p.
- FRANK, R., ZHAO, S. R. (1982) **Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins**. Bull, Liaison des L.P.C., nº. 119, Mai, Paris.
- GAMBIM, M. (1963) **Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des resultants pressiométriques**. Sols Soils, nº. 7, Paris.
- GAMBIM, M. (1995) **Reasons for the success of menard pressuremeter**. Fourth International Symposium on Pressuremeters, Canada. 8 p.
- GAMBIM, M., ROSSEAU, J. (1975) **Interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design**. General Memorandum. Revista Sols Soils, nº. 26. Revised 1988, 50 p.
- GUIMARÃES, L. S. P. (1996) **Caracterização química e geotécnica de um perfil de solo residual**. Viçosa, MG: UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 96 p.

- HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S., NIYAMA, S. (Eds.) (1998). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo, Pini, 751 p.
- JÉZÉQUEL, J. F., LEMASSON, H., TOUZÉ, J. (1968) **Le pressiomètre Louis Ménard quelques problèmes de mise en oeuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques**. Bull. De Liaison du LCPC, n°. 32, p. 97-120.
- LAMÉ, G. (1852) **Leçons sur la théorie mathématique de l'élasticité des corps solides**. Bachelier, Paris, France.
- LIMA, M. J, C, P, A. (1979) **Prospecção geotécnica do subsolo**. Livros Técnicos e Científicos Ltda, Rio de Janeiro, 104 p.
- LOPES, G. S. (1997) **Execução e análise de uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaise**. Viçosa, MG: UFV. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 172 p.
- LUTENEGGER, A. J. (1988) **Current Status of the Marchetti dilatometer test**. General Report, Proc. ISOPT I, Mar, Orlando, Florida, Vol. 1, p. 137-155.
- MARCHETTI, S. (1997) **The flat dilatometer design applications**. Keynote lecture, Cairo, Cairo University, 26 p.
- MÉNARD, L. (1955) **Travail personnel sur le pressiomètre**. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- MÉNARD, L. (1957) **An apparatus for measuring the strength of soils in place**. MSc Thesis, University of Illinois.
- MÉNARD, L. (1963) **Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultants des essais pressiométriques..** Sols Soils, n°. 5, Juin, Paris, p. 9-32.
- MÉNARD, L., ROSSEAU, J. (1962) **L'évaluation des tassements-tendances nouvelles**. Sols Soils, n°. 1, p. 13-18.

- MINETTE, E., PASCHOALOTTI, L. M. L., BARBOSA, P. S. A. (1995) **Estudo geológico-geotécnico do regolito típico da Zona da Mata – MG.** Relatório Anual de Pesquisa Apresentado ao CNPq e CEPE/UFV, Viçosa/MG, p. 1-33.
- MONTEIRO, G. C. (1999). **Caracterização de um solo residual de gnaiss através de ensaios de dilatômetro e de laboratório.** Rio de Janeiro, RJ: COPPE/UFRJ. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 129 p.
- NUYENS, J. (1973) **Capacité portante et tassements des foundations à partir d'essais in situ.** Presses Universitaires de Bruxelles, Bruxelles, 140 p.
- ORTIGÃO, J. A. R., CUNHA, R. P., ALVES, L. S. (1996) **In situ tests in Brasilia porous clay.** Can. Geot. J. 33, p. 189-198.
- PALMER, A. C. (1972) **Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test.** Geotechnique, 22(3), p. 451-457.
- SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo, Oficina de Textos, 189 p.
- TOLEDO FILHO, R. D. (1986). **Estudo da compressibilidade de solos residuais através de ensaios pressiométricos e prova de carga em estaca instrumentada.** Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 151 p.

## ANEXO A

---

Neste anexo, são mostradas as tabelas comparativas entre os parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos e os parâmetros obtidos por outros métodos de prospecção e ensaios de campo.

- **Correlação entre a resistência de ponta ( $q_c$ ) obtida em ensaios CPT e a pressão limite**

**Tabela A.1 – Ensaio CPT- 01 x PMT- 05**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$q_c$ (kPa)	$p_l$ (kPa)	$q_c / p_l$
1 metro	2.200	455	5
2 metros	4.100	505	8
3 metros	19.000	1.135	17
4 metros	13.000	1.160	9
5 metros	6.000	1.480	4
6 metros	6.600	940	7
7 metros	6.150	775	8

**Tabela A.2 – Ensaio CPT- 02 x PMT- 04**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$q_c$ (kPa)	$p_l$ (kPa)	$q_c / p_l$
1 metro	2.800	530	5
2 metros	3.900	520	8
3 metros	4.000	745	5
4 metros	4.400	535	8
5 metros	3.500	900	4
6 metros	4.900	945	5
7 metros	5.200	-	-

**Tabela A.3 – Ensaio CPT- 02 x PMT- 08**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$q_c$ (kPa)	$p_l$ (kPa)	$q_c / p_l$
1 metro	2.800	475	6
2 metros	3.900	455	9
3 metros	4.000	640	6
4 metros	4.400	630	7
5 metros	3.500	770	5
6 metros	4.900	910	5
7 metros	5.200	1.145	5

- **Correlação entre a pressão  $P_0$  obtida em ensaios DMT realizados por DA SILVA (2000) e a pressão limite (apud Schmertmann, 1987)**

**Tabela A.4 – Ensaio DMT- 01 x PMT- 04**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$P_0$ (kPa)	$p_l$ (kPa)	$P_0 / p_l$
1 metro	230	530	0,4
2 metros	100	520	0,2
3 metros	230	745	0,3
4 metros	170	535	0,3
5 metros	250	900	0,3
6 metros	250	945	0,3

**Tabela A.5 – Ensaio DMT- 01 x PMT- 08**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$P_0$ (kPa)	$p_1$ (kPa)	$P_0 / p_1$
1 metro	230	475	0,5
2 metros	100	455	0,2
3 metros	230	640	0,4
4 metros	170	630	0,3
5 metros	250	770	0,3
6 metros	250	910	0,3

**Tabela A.6 – Ensaio DMT- 02 x PMT- 05**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$P_0$ (kPa)	$p_1$ (kPa)	$P_0 / p_1$
1 metro	170	455	0,4
2 metros	180	505	0,4
3 metros	310	1.135	0,3
4 metros	190	1.160	0,2
5 metros	380	1.480	0,3
6 metros	390	940	0,4

- **Correlação entre o Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) obtido em ensaios DMT realizados por DA SILVA (2000) e o Módulo Pressiométrico (apud Kalteziotis et al., 1991)**

**Tabela A.7 – Ensaio DMT- 01 x PMT- 04**

Profundidade dos ensaios (m)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$E_D$ (kPa)	$E_p$ (kPa)	$E_p / E_D$
1 metro	12.700	3.674	0,3
2 metros	13.200	3.912	0,3
3 metros	18.700	5.253	0,3
4 metros	13.800	2.990	0,2
5 metros	16.700	5.581	0,3
6 metros	16.700	4.908	0,3

**Tabela A.8 – Ensaio DMT- 01 x PMT- 08**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$E_D$ (kPa)	$E_p$ (kPa)	$E_p / E_D$
1 metro	12.700	2.084	0,2
2 metros	13.200	3.451	0,3
3 metros	18.700	3.663	0,2
4 metros	13.800	4.014	0,3
5 metros	16.700	5.552	0,3
6 metros	16.700	3.712	0,2

**Tabela A.9 – Ensaio DMT- 02 x PMT- 05**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	$E_D$ (kPa)	$E_p$ (kPa)	$E_p / E_D$
1 metro	17.700	2.657	0,2
2 metros	11.000	3.859	0,4
3 metros	39.200	3.744	0,1
4 metros	16.300	6.283	0,4
5 metros	35.800	10.748	0,3
6 metros	31.200	4.745	0,2

- **Correlação entre o índice N obtido em ensaios SPT realizados por DA SILVA (2000) e a pressão limite (apud Waschowski, 1974)**

**Tabela A.10 – Ensaio SPT- 01 x PMT- 04**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	N (golpes)	$p_l$ (kPa)	$N / p_l$ ( $\times 10^{-2}$ ) ( $m^2/kN$ )
1 metro	4	530	0,8
2 metros	4	520	0,8
3 metros	4	745	0,5
4 metros	7	535	1,3
5 metros	7	900	0,8
6 metros	12	945	1,3

**Tabela A.11 – Ensaio SPT- 01 x PMT- 08**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	N (golpes)	p <sub>i</sub> (kPa)	N / p <sub>i</sub> (x10 <sup>-2</sup> ) (m <sup>2</sup> /kN)
1 metro	4	475	0,8
2 metros	4	455	0,9
3 metros	4	640	0,6
4 metros	7	630	1,1
5 metros	7	770	0,9
6 metros	12	910	1,3

**Tabela A.12 – Ensaio SPT- 02 x PMT- 05**

Profundidade dos ensaios (m.)	Parâmetros dos ensaios		Correlação
	N (golpes)	p <sub>i</sub> (kPa)	N / p <sub>i</sub> (x10 <sup>-2</sup> ) (m <sup>2</sup> /kN)
1 metro	6	455	1,3
2 metros	9	505	1,8
3 metros	12	1.135	1,1
4 metros	12	1.160	1,0
5 metros	26	1.480	1,8
6 metros	7	940	0,7

## ANEXO B

---

Verificam-se, neste anexo, alguns detalhes da sonda pressiométrica de Ménard do tipo GC, além das fases de montagem da mesma. Serão apresentadas, também, observações complementares sobre a sonda pressiométrica.

### B.1 A sonda pressiométrica tipo GC



**Figura B.1 – Sonda pressiométrica, recobrimento de borracha, braçadeiras, cone de proteção e acessórios para montagem.**



1. Sonda totalmente desmontada com detalhamento para as saliências, furos e anéis de vedação.



2. Colocação da membrana central e ajuste do comprimento da célula de medição.



3. Vedação da célula central com fita adesiva.



4. Colocação do recobrimento protetor (bainha); neste caso, de borracha 3mm.



5. Fixação do recobrimento com braçadeiras e roscas.

**Figura B.2 – Fases de montagem da sonda pressiométrica tipo GC.**



**Figura B.3 – Sonda pressiométrica equipada com recobrimento (bainha) reforçada com lona do tipo Canvas.**



**Figura B.4 – Sonda pressiométrica danificada devido a realização de ensaio entre camadas com diferentes resistências.**

## B.2 Observações complementares sobre a sonda pressiométrica

Algumas observações são importantes como:

- A membrana de borracha padrão tem uma rigidez aproximada de 50 kPa (0,5 bar).
- Vários tipos de recobrimentos (bainhas) existentes, utilizados para adequar a sonda pressiométrica a diferentes tipos e condições de solos, são mostrados na Figura B.4. Além dos recobrimentos de borracha, existem, também, recobrimentos reforçados com tiras de aço (“metal strips”) também conhecidos na literatura técnica como “lanternas chinesas” (“chinese Lanterns”).
- Quando o reforço do recobrimento não é resistente o suficiente para um tipo de solo a ensaiar (alterações de rocha, rochas ou solos muito pedregulhosos), deve-se ser utilizar um tubo de aço ranhurado onde a sonda é colocada em seu interior denominado como “slotted case” ou “slotted tube”.

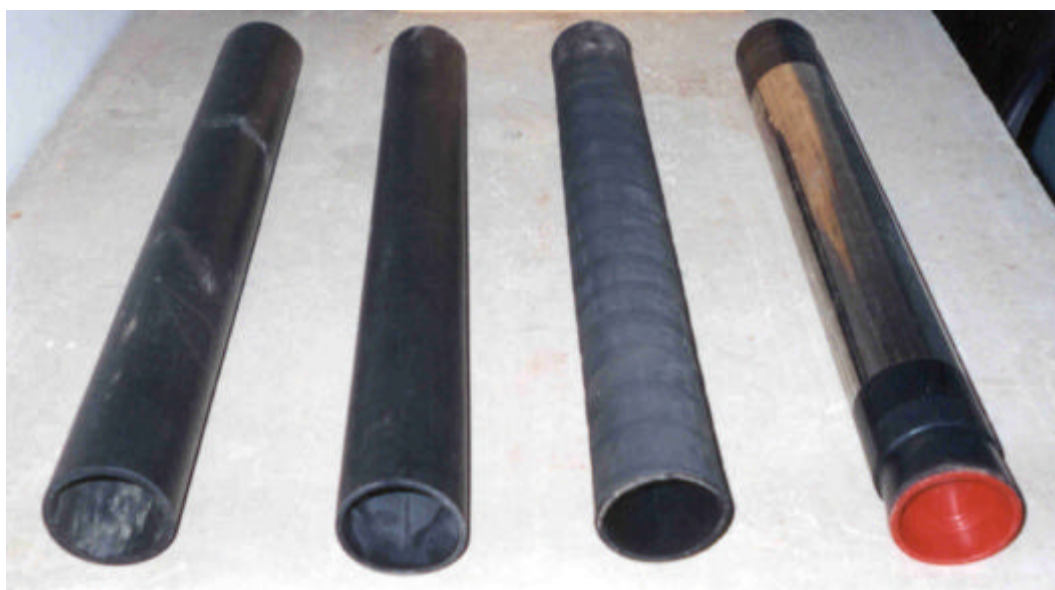


Figura B.5 – Diferentes tipos de recobrimentos (bainhas).

- Neste trabalho foram utilizados recobrimentos de borracha com 3 mm de espessura e recobrimentos de borracha de 3 mm reforçados internamente com lona (canvas reinforced cover), associados à membrana padrão.
- A Tabela B.1 mostra as combinações de membranas e recobrimentos disponíveis para a sonda tipo BX (63 mm de diâmetro) e algumas de suas principais propriedades:

**Tabela B.1 – Tipos de recobrimento e suas propriedades**

Tipo de recobrimento + membrana padrão	$V_s$ (cm <sup>3</sup> )	$P_{el}$ (kPa)	Tipos de Ensaio	Tipos de solos recomendados
Recobrimento de borracha (3 mm.) + membrana padrão	510	140	Baixas pressões	Argilas moles, siltes, areias fofas, solos de decomposição de conchas
Recobrimento tipo “lanterna chinesa” + membrana padrão	505	90	Médias pressões	Argilas com areia fina quartzosa, pedregulhos, conchas
Recobrimento de borracha reforçado com lona (3 mm.) + membrana padrão	500	100	Médias pressões	Argilas, siltes e areias
Recobrimento de borracha reforçado com lona (4mm.) + membrana padrão	520	250	Médias a altas pressões	Argilas, areias e siltes + solos calcáreos
Recobrimento reforçado com telas metálicas + membrana padrão	530	320	Altas pressões	Rochas alteradas, rochas sãs e solos de origem calcárea.
<p>Notas:</p> <p>(a) A pressão <math>P_{el}</math> é a pressão que corresponde a um volume equivalente igual a 1,2 vezes o volume inicial da sonda (<math>V_s</math>), sendo esta pressão obtida durante o ensaio de calibração quanto a perdas de pressão;</p> <p>(b) Para recobrimentos de borracha com 4 mm. de espessura, adicionar 30 kPa (0,3 bar) aos valores de <math>P_{el}</math>.</p>				

## ANEXO C

---

### Cálculo do volume inicial da sonda ( $V_s$ )

O volume inicial da célula central ou da sonda é dado pela expressão:

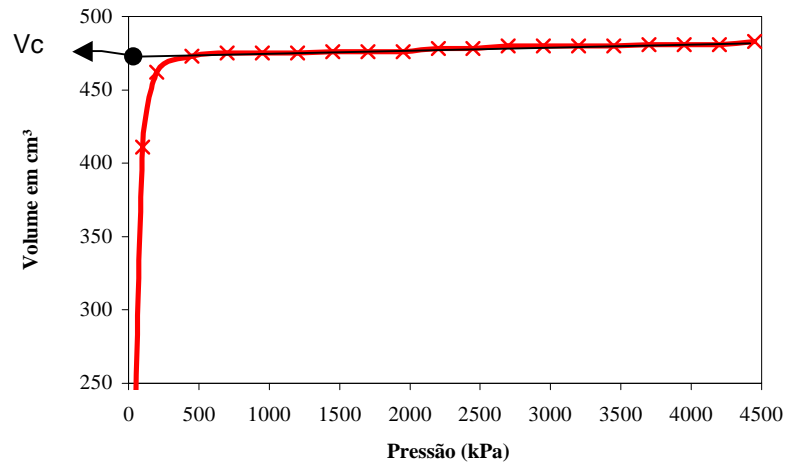
$$V_s = \frac{p d_i^2 l_s}{4} - V_c$$

em que  $l_s$  é o comprimento da célula central, normalmente igual a 210 mm;  $d_i$  é o diâmetro interno do tubo rígido utilizado no ensaio de perda de volume; e  $V_c$  é determinado a partir do ensaio de perda de volume.  $V_c$  é igual ao volume correspondente ao prolongamento da linha reta que melhor se ajuste ao segundo trecho do gráfico de expansão de perda de volume (Figura C.1).

O valor do volume inicial da sonda com recobrimento protetor reforçado tipo “Canvas” é descrito a seguir. O ensaio de calibração, quanto a perdas de volume, foi conduzido em um tubo de aço com 6 mm de espessura e diâmetro

interno ( $d_i$ ) igual a 76 mm. A curva de expansão correspondente a este ensaio pode ser visualizada na Figura C.1.

**Ensaio de Calibração - Perda de Volume  
Recobrimento do tipo Canvas 3 mm.**



**Figura C.1 – Determinação do valor de  $V_c$  para cálculo do volume inicial da sonda no repouso.**

Pelo gráfico da Figura C.1, tem-se que o valor de  $V_c \cong 468 \text{ cm}^3$ , portanto

$$V_s = \{\pi \cdot (7,6)^2 / 4\} \times 21\} - 468 = 953 - 468 \cong 485 \text{ cm}^3.$$

## **ANEXO D**

---

### **Conceito de pressão diferencial (pressure lag)**

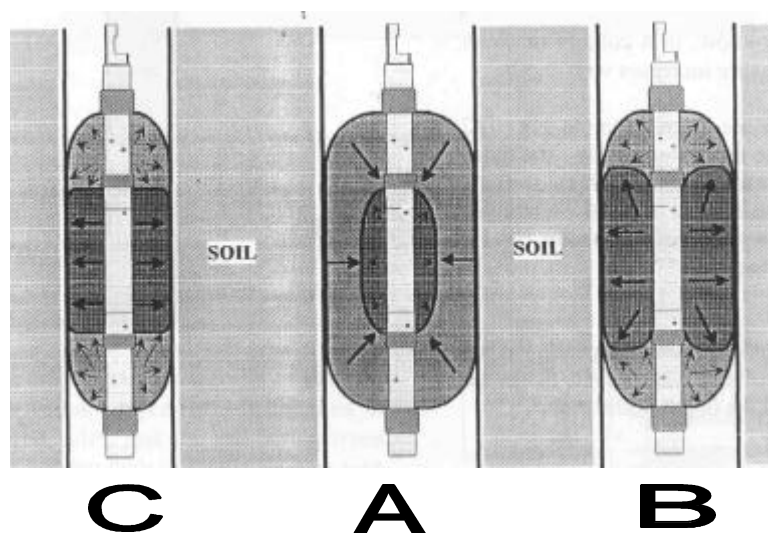
Para que um ensaio pressiométrico de Ménard seja válido e para satisfazer as condições prescritas (deformação plana radial), a célula central deve estar em contato com o solo ao longo de toda sua extensão, além de se expandir apenas radialmente.

Pode-se descrever 3 situações que podem ocorrer quando as células da sonda pressiométrica são pressurizadas. A Figura D.1 ilustra estas situações:

- 1) A pressão nas células de guarda é igual ou muito maior que na célula central. Nesta situação, a membrana da célula central fica impossibilitada de se expandir, não entrando em contato com o solo (Figura D.1 (A)).
- 2) A pressão na célula central é muito maior que nas células de guarda. Neste caso, tem-se a ocorrência dos chamados “efeitos de borda” na

célula central, o que afeta a situação de expansão radial, podendo gerar deslocamentos axiais (Figura D.1 (B)).

- 3) A pressão nas células de guarda é ligeiramente inferior à da célula central. Esta é a situação desejada para a expansão ideal da sonda pressiométrica (Figura D.1 (C)).



Fonte: APAGEO SEGELM (1997) / Version 2/97

**Figura D.1 – Situações possíveis de expansão da sonda pressiométrica.**

Para obtenção desta situação ideal, deve-se ter:

$$P_{\text{pressão de gás}} - P_{\text{pressão de água}} = - 2 \times P_{\text{pressão de resistência da membrana}}$$

As correções de pressão devem ser realizadas em função da profundidade de execução do ensaio, considerando-se que:

- A pressão aplicada pela sonda ao solo é maior que a pressão lida nos manômetros da unidade de controle, em razão da pressão hidrostática atuante, que aumenta com a profundidade, e que, a cada 10 m de coluna d'água, tem-se um aumento de cerca de 100 kPa (1 bar) na célula central.
- A pressão aplicada ao solo é menor que a pressão aplicada à sonda (lida nos manômetros), pela rigidez do sistema (recobrimento e membrana central).

A Tabela D.1 mostra esta diferença de pressão entre os manômetros da célula de guarda e central ( $P_{\text{gás}} - P_{\text{água}}$ ), em função da profundidade do ensaio. Esta tabela, semelhante à elaborada pelo Centre d'Etudes Ménard, visa facilitar as operações de cálculo a serem feitas durante a realização de um ensaio pressiométrico para que a Pressão Diferencial ( $P_{\text{dif}}$ ) seja mantida constante.

**Tabela D.1 – Valor de ( $P_{\text{gás}} - P_{\text{água}}$ ) em função da profundidade:**

Profundidade (m)	Diferença de pressão* (kPa)
0	-100
1	-90
2	-80
3	-70
4	-60
5	-50
6	-40
7	-30
8	-20
9	-10
10	0
11	+10
12	+20
20	+100
25	+150
30	+200

**Nota:** \* Diferença de pressão entre o manômetro das células de guarda e o da célula central ( $P_{\text{gás}} - P_{\text{água}}$ ).

Fonte: APAGEO SEGELM (1998).

Compreende-se a Tabela D.1, pela expressão:

$$P_{\text{gás}} = P_{\text{água}} + P_h - P_{\text{dif}}$$

em que  $P_{\text{gás}}$  é a pressão lida nos manômetros das células de guarda;  $P_{\text{água}}$  é a pressão lida no manômetro da célula central;  $P_h$  é a pressão hidrostática atuante na célula central; e  $P_{\text{dif}}$  é a Pressão Diferencial (igual a 1 bar ou  $\cong 100$  kPa).