



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

FERNANDA BEZERRA TOMADUCI IMAMURA

**UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO DE MÉNARD NA
AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS EM SOLO TROPICAL**

CAMPINAS

2017

FERNANDA BEZERRA TOMADUCI IMAMURA

**UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO DE MÉNARD NA
AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE
ESTACAS EM SOLO TROPICAL**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA FERNANDA BEZERRA TOMADUCI IMAMURA E ORIENTADA PELO PROF. Dr. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS

2017

Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s): Não se aplica.

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Elizangela Aparecida dos Santos Souza - CRB 8/8098

Im18u Imamura, Fernanda Bezerra Tomaduci, 1985-
Utilização do pressiómetro de Ménard na avaliação da capacidade de carga de estacas em solo tropical / Fernanda Bezerra Tomaduci Imamura. – Campinas, SP : [s.n.], 2017.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Modelo de análise de capacidade de carga. 2. Estacas (Engenharia civil). 3. Fundações. I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Bearing capacity of piles using Ménard pressuremeter in tropical soils

Palavras-chave em inglês:

Load capacity analysis model

Stakes (Civil Engineering)

Bearing capacity

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]

David de Carvalho

Renato Resende Angelim

Data de defesa: 31-08-2017

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO DE MÉNARD NA
AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
EM SOLO TROPICAL**

Fernanda Bezerra Tomaduci Imamura

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

**Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
Presidente e Orientador / FEC/UNICAMP**

**Prof. Dr. David de Carvalho
FEAGRI/UNICAMP**

**Prof. Dr. Renato Resende Angelim
UFG**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 31 de agosto de 2017

A todos os que sonham...

“Justamente na hora em que achamos estar tudo perdido, está próxima a hora da realização. Quanto mais tarde é a noite, mais perto está a alvorada. Numa árvore seca que perdeu as folhas no outono, estão se preparando as flores da primavera”

(Katsumi Tokuhisa)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida e aos meus pais, que permitiram essa vida florescer. Agradeço a minha tia Luzia por me ensinar a gostar do conhecimento e nunca descansar perante o desconhecido.

Ao meu marido Cássio pelo apoio, suporte, amor e compreensão durante todo o processo da composição desse trabalho.

Ao meu orientador Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque, que é uma jóia dentre os orientadores, sempre muito prático, paciente e incentivador. Muito obrigada pela orientação e pela amizade. Ao Prof. Dr. David de Carvalho pelo acompanhamento no desenvolvimento dessa dissertação e por fornecer as informações do campo experimental. E agradeço também aos demais professores da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp pela valiosa contribuição intelectual a mim proporcionada. Bem como aos colegas da Unicamp pelo apoio e dedicação que mutuamente oferecemos uns aos outros e pelas horas despendidas com os estudos em prol nossos sonhos. Agradeço especialmente ao professor Renato Angelim da Universidade Federal de Goiás por ter revisado os resultados dos ensaios e dado todo suporte para o desenvolvimento desse trabalho.

Agradeço especialmente à Damasco Penna pela realização dos ensaios apresentados nesse trabalho e por fazer parte da minha vida por mais de quinze anos, em especial ao Dr. Antonio Sérgio de Pietro Damasco Penna que sempre me orientou e incentivou, foi meu mentor e é meu exemplo.

Aos colegas da Damasco Penna que executaram os ensaios, em especial ao futuro engenheiro Alisson Santos, que está sempre disponível a trabalhar seriamente, e ao engenheiro Fernando Damasco Penna que processou os dados obtidos no campo.

Aos colegas de trabalho que fiz ao longo dos anos na Damasco Penna, muito mais que colegas de trabalho são amigos para todas as horas, alegres ou tristes, são amigos que levarei para a toda vida. Muito obrigada pelo apoio diário e compreensão durante o processo da produção dessa dissertação.

RESUMO

Apresenta-se, nesse trabalho, um estudo sobre a validação do emprego do pressiômetro de Ménard na avaliação da capacidade de carga de estacas, especialmente quando se trata de solos tropicais, não saturados, lateríticos e porosos. Para isso foram utilizados os resultados de provas de carga instrumentadas em profundidade em três estacas tipo hélice contínua, três estacas tipo escavadas, três estacas hélice de deslocamento (ômega), uma estaca tipo pré-moldada de concreto, três estacas tipo raiz. As estacas foram executadas no campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola - FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP. Para avaliar a utilização desse ensaio na determinação da capacidade de carga em fundações profundas, foram tomados os parâmetros do solo a partir dos ensaios realizados com o pressiômetro de Ménard, executados no mesmo campo experimental supracitado, e utilizando-se os métodos de Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978), Bustamante e Gianeselli ou LPC (1982), LCPC-SETRA (1985), Fascículo V-62 (1999) e da Norma Francesa em vigor NF P 94-262 (2012), disponíveis na literatura para dimensionamento de estacas solicitadas axialmente e que tem como parâmetros de entrada resultados de pressões obtidas através de ensaios pressiométricos. Foi comparado os resultados obtidos nos cálculos com os resultados obtidos nas provas de carga das estacas, sendo possível separar a parcela transferida pela ponta da estaca e a parcela transferida por atrito lateral dos valores de carga de ruptura. Os resultados obtidos apontam que os métodos podem ser aplicados ao dimensionamento de estacas em solos tropicais desde que sejam corrigidos por um fator e que há necessidade de verificar os parâmetros de entrada dos cálculos, visando diferenciar os tipos de estaca, levando-se em conta as diferenças dos processos executivos (nesse tocante, alguns métodos necessitam maiores ajustes que outros).

Esse trabalho apresenta uma forma de utilizar os parâmetros obtidos em ensaios com o pressiômetro de Ménard para o dimensionamento de estacas tipo hélice contínua, escavadas, hélice de deslocamento (ômega), pré-moldada de concreto e tipo raiz, apresentando uma tabela com fatores de correção para a carga transferida pela ponta da estaca e um gráfico para estimar a carga transferida por atrito lateral.

Palavras-chave: Ensaios pressiométricos, pressiômetro de Ménard, estimativa de capacidade de cargas de ruptura de estacas.

ABSTRACT

The objective of this study is to show the analysis of predicting bearing capacity of piles using Ménard Pressuremeter results, especially in tropical soils. Aiming this purpose, results of instrumented piles load tests were taken from isolated piles: bored pile, omega, root, CFA and pre-cast concrete pile, which are executed in the Experimental site of Soil Mechanics and Foundations of Agricultural Engineering Faculty (FEAGRI), at the campus of the University of Campinas, UNICAMP.

Parameters from Ménard Pressuremeter tests also executed in the Experimental site of FEAGRI were applied to the following foundation design methods: Ménard (1963), Baguelin *et al.* (1978), LPC (1982), LCPC-SETRA (1985), Fascicle V-62 (1999) and French Standard NF P 94-262 (2012), in order to calculate bearing capacity of those types of piles.

Having the load test results and the calculated bearing capacity it was possible to compare the results from both instrumentation and foundation design methods, even separating the lateral friction load parcel and the toe parcel of the bearing capacity. The comparison shows that these studied methods can be applied to the foundation design routine in tropical soils, since its results are corrected with a correction factor. Those results also show that the entry parameters used in those methods must be redefined to reflect correctly the differences among executive methods for piles.

This study also presents a new graphic and table to determine bearing capacity in tropical soils for the studied piles: bored pile, omega, root, CFA and pre-cast concrete pile. This new approach was determined by retro analysis taken from the instrumented piles and comparing with the methods results.

Keywords: Pressuremeter tests, Ménard pressuremeter, pile bearing capacity evaluation

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Pressiômetro de Kögler	29
Figura 2.2	Pressiômetro de Ménard	30
Figura 2.3	Tipos de Pressiômetros quanto ao modo de instalação da sonda	36
Figura 2.4	Disposição dos componentes do equipamento	39
Figura 2.5	Componentes principais do equipamento pressiométrico de Ménard	40
Figura 2.6	Sonda tipo E	41
Figura 2.7	Sonda tipo G	42
Figura 2.8	Diagrama esquemático da sonda tipo G	43
Figura 2.9	Diferenças de pressão entre células	47
Figura 2.10	Medida do centro da unidade de controle até o centro da sonda	48
Figura 2.11	Ensaio de calibração por perda de pressão	49
Figura 2.12	Ensaio de calibração por perda de volume	51
Figura 2.13	Proposta de correção (DOURADO, 2005)	53
Figura 2.14	Proposta de correção (OLIVA, 2009)	53
Figura 2.15	p_0 e v_0 indicam o início do comportamento pseudo-elástico	54
Figura 2.16	p_F e v_F indicam o início do comportamento plástico	55
Figura 2.17	Curva de fluência para determinar p_0 e p_F	55
Figura 2.18	p_L e v_L na curva pressiométrica	56
Figura 2.19	Curva pressiométrica corrigida	57
Figura 2.20	Curva $P \times \Delta R/R_0$ para determinação de σ_{h0}	59
Figura 2.21	Método de Brandt para obtenção de p_0	60
Figura 2.22	Gráfico de MÉNARD (1970) para determinar ϕ' a partir do p_{L^*}	64
Figura 2.23	Ábaco proposto por CALHOON (1970) para determinação de ϕ a partir de E_M e p_L	65
Figura 2.24	Método de Ménard para obtenção do fato k_p	71
Figura 2.25	Método de Ménard	71
Figura 2.26	Influência do método de instalação no fator k_p	72
Figura 2.27	Valores de k_p para estacas cravadas em argila	73

Figura 2.28	Valores de k_p para estacas cravadas em silte	73
Figura 2.29	Valores de k_p para estacas cravadas em areia e pedregulhos	73
Figura 2.30	Valores de k_p para estacas cravadas em rochas	73
Figura 2.31	Método de Baguelin <i>et al.</i> (1978)	74
Figura 2.32	Método de Bustamante e Gianceselli, 1982 para k_p	75
Figura 2.33	Método de Bustamante e Gianceselli 1982 para f_s	76
Figura 2.34	Método SETRA-LCPC 1985	77
Figura 2.35	Gráfico para determinação da carga unitária q_s do método do fascículo 62-V	79
Figura 2.36	Identificação das variáveis do método da norma NFP94-262	83
Figura 2.37	Correlação entre os valores de f_{solo} e p_L^*	86
Figura 3.1	Localização do Campo experimental da FEAGRI dentro da cidade universitária da UNICAMP	88
Figura 3.2	Regiões do Brasil com potencial de ocorrência de solos porosos e colapsíveis	89
Figura 3.3	Perfil típico do subsolo	90
Figura 3.4	Resultados de P_L e E_{PM} no campo Experimental	94
Figura 3.5	Resultados de p_L para os pressiômetros de Ménard e CamK0meter, no campo Experimental.....	95
Figura 3.6	Unidade de controle do ensaio com unidade automatizada de aquisição de dados	97
Figura 3.7	Funil de preenchimento do reservatório de água ou volumímetro	97
Figura 3.8	Unidade de controle com sistema de aquisição automática de dados	98
Figura 3.9	Unidade automatizada de aquisição de dados	98
Figura 3.10	Posição de entrada das mangueiras no sistema da unidade de controle	99
Figura 3.11	Cilindro de gás nitrogênio utilizado para preencher as células de guarda	99
Figura 3.12	Posição das mangueiras sendo acopladas à sonda	99
Figura 3.13	Tubulações passam pela haste onde a sonda será fixada	99
Figura 3.14	Sonda na calibração ao ar livre, por perda de pressão	100
Figura 3.15	Sonda dentro do tubo rígido na calibração por perda de volume	101
Figura 3.16	Local do rompimento da sonda durante a calibração	101

Figura 3.17	Detalhe da sonda sem sua membrana de borracha	101
Figura 3.18	Detalhe da célula de guarda sem a cobertura de borracha	101
Figura 3.19	Locação das estacas ensaiadas	102
Figura 4.1	Pressões limites efetivas obtidas nos 3 ensaios.....	111
Figura 4.2	Média das pressões limites e pressões limites efetivas.....	112
Figura 4.3	Módulo pressiométrico obtido nos ensaios PMT-01, PMT-02 e PMT-03	113
Figura 4.4	Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga da estaca pré-moldada de concreto	116
Figura 4.5	Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga da estaca pré-moldada de concreto	117
Figura 4.6	Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga da estaca pré-moldada de concreto	118
Figura 4.7	Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga da estaca pré-moldada de concreto	119
Figura 4.8	Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a média prova de carga das estacas tipo hélice contínua	120
Figura 4.9	Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo hélice contínua	121
Figura 4.10	Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo hélice contínua	122
Figura 4.11	Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas tipo hélice contínua	123
Figura 4.12	Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga das estacas escavadas	124
Figura 4.13	Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas escavadas	125
Figura 4.14	Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo escavadas	126
Figura 4.15	Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas escavadas	127

Figura 4.16	Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga das estacas tipo hélice de deslocamento (ômega)	128
Figura 4.17	Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo hélice de deslocamento (ômega)	129
Figura 4.18	Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo hélice de deslocamento (ômega)	130
Figura 4.19	Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas tipo hélice de deslocamento (ômega)	131
Figura 4.20	Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga das estacas tipo raiz	132
Figura 4.21	Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo raiz	133
Figura 4.22	Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo raiz	134
Figura 4.23	Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas tipo raiz	135
Figura 5.1	Relação entre os valores obtidos nos métodos, por tipos de estaca, para a parcela de carga de ponta	136
Figura 5.2	Relação entre os valores obtidos nos métodos, por tipos de estaca, para a parcela de atrito lateral	138
Figura 5.3	Relação entre os valores obtidos nos métodos, por tipos de estaca, para a carga de ruptura total	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Versões desenvolvidas do pressiômetro	34
Tabela 2.2	Relações empíricas entre Su e pressão limite p_{LM}	63
Tabela 2.3	Valores α	66
Tabela 2.4	Fator k_p para parcela de ponta da carga de ruptura	77
Tabela 2.5	Tipos de solo e de estaca para o método LCPC-SETRA 1985	78
Tabela 2.6	Tipos de estaca para o método do fascículo 62-V	79
Tabela 2.7	Valores para k_p do método fascículo 62-V	80
Tabela 2.8	Categorias e classes dos tipos de estacas para o método da norma NF P 94-262	82
Tabela 2.9	Valor do fator de capacidade pressiométrica k_{pmax} para um embutimento relativo $D_{ef}/B > 5$	84
Tabela 2.10	Escolha dos valores $\alpha_{estaca-solo}$	85
Tabela 2.11	Escolha dos valores $\alpha_{estaca-solo}$	86
Tabela 2.12	Valores máximos limite para q_s	87
Tabela 3.1	Resultados dos ensaios oedométricos simples e determinação de índice de colapso	91
Tabela 3.2	Parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade	92
Tabela 3.3	Caracterização do solo	93
Tabela 3.4	Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estaca pré-moldada	104
Tabela 3.5	Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estacas escavadas	105
Tabela 3.6	Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estacas hélice contínua	106
Tabela 3.7	Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estacas tipo hélice de deslocamento (ω)	107
Tabela 3.8	Cargas transferidas na carga de ruptura – estaca raiz	108
Tabela 4.1	Parâmetros válidos obtidos no ensaio PMT-01	110
Tabela 4.2	Parâmetros válidos obtidos no ensaio PMT-02	110
Tabela 4.3	Parâmetros válidos obtidos no ensaio PMT-03	111
Tabela 5.1	Resultados obtidos nos cálculos das cargas de ruptura em todos os métodos.....	142
Tabela 5.2	Coefficientes de correção para as parcelas componentes da carga total para a norma francesa NF P 94-262 (2012)	146
Tabela 5.3	Valor do fator de capacidade pressiométrica k_{pmax} corrigido para as estacas estudadas, baseando-se na tabela da norma NF P 94-262, 2012	147
Tabela 5.4	Valores corrigidos para $\alpha_{estaca-solo}$ baseados na norma NF P 94-262, 2012	149

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Coeficiente para determinar o módulo de Young
$\alpha_{\text{estaca-solo}}$	Fator que depende no tipo de solo e do método de instalação da estaca no solo
β	Coeficiente para se obter a coesão não drenada pelo Método de Ménard
γ_{nat}	Peso específico natural do solo
γ_s	Peso específico dos grãos
Δ_p	Incrementos de pressão
Δz_i	Espessuras das camadas elementares correspondentes ao ensaio pressiométrico
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo interno
ϕ	Ângulo de atrito
σ_{ad}	Tensão de pré-adensamento
σ_h	Tensão horizontal na profundidade do ensaio
σ_{h0}	Tensão horizontal no repouso
$\sigma'_{\text{vmédio}}$	Tensão vertical média
σ_{v0}	Tensão vertical no repouso
η	Coeficiente de poisson
A	área da base da estaca
A_b	Área da seção transversal da ponta da estaca
A_p	Área da seção transversal da ponta
A_s	Área lateral da estaca
B	Diâmetro da estaca
C	Coesão
c'	Coesão efetiva do solo
C_c	Coeficiente de compressão

D	Profundidade da estaca
D_{ef}	Altura de embutimento efetiva da ponta da estaca
E	Índice de vazios
E	Módulo de deformabilidade do solo
E_M	Módulo pressiométrico
f_s	Pressão lateral unitária
H_e	Profundidade de embutimento equivalente
k'_l	Coefficiente de correção da parcela de carga transferida por atrito lateral
k'_p	Coefficiente de correção da parcela de carga transferida pela ponta da estaca
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
k_p	fator de Ménard para determinada estaca em determinado tipo de solo
k_p	Coefficiente de capacidade
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
N_{spt}	Número de golpes obtido no ensaio SPT
n (%)	porosidade
OCR	Razão de pré-adensamento
P	perímetro da seção transversal
p_0 ou p_1	pressão inicial
p_{0M}	Pressão no início do trecho reto da curva do ensaio
p_a	Pressão atmosférica
P_f	Pressão de fluência
p_L	Pressão limite
p_{LM}	Pressão limite efetiva
p_{L^*}	Pressão limite efetiva

p_{Li}^*	Pressões limite efetivas do ensaio pressiométrico entre ponta da estaca e solo
p_m	Perda de pressão da membrana
$p_{m\acute{a}x}$	Pressão máxima
p_y	Pressão para o qual o solo entra em cedência
p_{15}	Pressão correspondente ao fim dos 15 segundos
os	Perímetro do fuste da estaca
Q	Carga total de ruptura
Q_p	Parcela responsável pela ponta
Q_s	Parcela responsável pelo atrito lateral
q_b	Coefficiente que dependente da pressão limite p_{L^*e} e do coeficiente k_p
q_L	Tensão de ruptura do solo na ponta da estaca
q_s	máxima resistência ao atrito lateral em uma determinada profundidade
q_{sj}	valor uniforme do atrito
$q_{s;i}$	Valor unitário do atrito em cada metro de estaca para cada profundidade
Q_R	Carga de ruptura total
Q_L	Carga desenvolvida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca
Q_P	Carga na ponta
Q_{R_c}	Carga de ruptura total corrigida
Q_{ppc}	Carga na ponta obtida na prova de carga
Q_{pcalc}	Carga na ponta calculada com os métodos
Q_{lpc}	Carga transferida por atrito lateral obtida na prova de carga
Q_{lcalc}	Carga transferida pelo atrito lateral calculada com os métodos
R_c	Resistência à compressão simples
R_c	Carga limite de ruptura na norma NFP 94-262

R_b	Parcela responsável pela carga de ponta da estaca
R_s	Parcela responsável pelo atrito lateral
S_r	Grau de saturação
S_u	Coesão não drenada
u_0	Poropressão
v_c	Volume inicial da sonda
v_0	Volume inicial
V_{60}	Volume líquido medido aos 60 segundos
V_{30}	Volume líquido medido aos 30 segundos
V_F	Volume de Fluência
v_L	Volume Limite
v_i	Volume do início do trecho pseudo-elástico
$v_{máx}$	Volume máximo
v_s	Volume inicial da sonda (à pressão atmosférica);
W	Umidade do solo
W_p	Peso próprio da estaca
Z_j	espessura da camada de solo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	21
1.1. Experiência Brasileira	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1. Ensaio pressiométrico - Evolução histórica na linha do tempo	28
2.2. Tipos de pressiômetro	35
2.3. O ensaio pressiométrico de Ménard	37
2.4. O equipamento de Ménard	39
2.5. Procedimentos de campo - pressiômetro de Ménard	44
2.5.1. Montagem das partes	44
2.5.2. Pré-furo – princípios gerais	45
2.5.3. Pressões diferenciais	46
2.5.4. Pressões diferenciais na unidade de controle	47
2.5.5. Calibrações	48
2.6. Execução do ensaio pressiométrico	51
2.6.1. Curva pressiométrica	52
2.6.2. Parâmetros do ensaio	53
2.6.3. Tensão horizontal no repouso σ_{h0}	58
2.6.4. Coeficiente de empuxo no repouso k_0	60
2.6.5. Coesão não drenada S_u ou C_u	61
2.6.6. Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	63
2.6.7. Módulo de deformabilidade (E)	66
2.7. Aplicação em projetos de fundações	67

2.7.1. Método de Ménard (1963)	70
2.7.2. Método de Baguelin <i>et al.</i> (1978)	72
2.7.3. Método LPC (Bustamante e Gianceselli, 1982)	75
2.7.4. Método LCPC-SETRA (1985)	76
2.7.5. Método do Fascículo 62-V	78
2.7.6. Método da NF P 94-262	81
3. MATERIAIS E MÉTODOS	88
3.1. Campo experimental	88
3.2. Ensaio pressiométricos	95
3.3. Estacas existentes	101
3.4. Resultados das provas de carga das estacas executadas no campo experimental	103
3.4.1. Estaca pré-moldada	103
3.4.2. Estaca tipo hélice contínua	104
3.4.3. Estaca tipo escavada	105
3.4.4. Estaca tipo hélice de deslocamento (Ômega)	106
3.4.5. Estaca tipo raiz	107
4. RESULTADOS E ANÁLISES	109
4.1. Ensaio pressiométrico	109
4.2. Previsão da capacidade de carga	114
4.2.1. Estaca pré-moldada de concreto	115
4.2.2. Estaca Hélice contínua	120
4.2.3. Estaca escavada	124
4.2.4. Estaca Hélice de deslocamento (Ômega)	128

4.2.5. Estaca tipo Raiz	132
5. SÍNTESE DAS ANÁLISES	136
5.1. Métodos empregados	142
5.2. Processo executivo e parâmetros de entrada dos métodos	143
5.3. Proposta de ajuste dos parâmetros de entrada dos métodos	145
5.3.1 Proposta para o fator de ponta	146
5.3.2 Proposta para o fator de atrito lateral	148
6. CONCLUSÕES	150
6.1. Previsão da capacidade de carga	150
6.2. Sugestões para futuras pesquisas	151
7. REFERÊNCIAS	152
APÊNDICE I	161
ANEXO A	176

1. INTRODUÇÃO

A determinação da capacidade de carga de fundações de uma maneira eficaz e confiável ainda é muito desejada pela comunidade geotécnica de projetos. Os parâmetros dos solos necessários ao dimensionamento de fundações podem ser obtidos através de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo. Os ensaios de laboratório são, em geral, muito complexos e por vezes muito demorados, além dos cuidados que devem ser tomados, desde as precauções na amostragem, preservação no transporte das amostras do campo para o laboratório até a garantia da representatividade das condições de contorno na realização dos ensaios, de forma que seja a mais característica possível daquela condição confinada de campo. Por outro lado, os ensaios de campo determinam as propriedades dos solos com adequada representatividade das condições naturais e confiabilidade nos resultados, bem como a agilidade na execução quando comparados aos ensaios de laboratório.

O ensaio pressiométrico é um ensaio de campo reconhecido como uma adequada ferramenta de investigação geotécnica. Sabe-se que é possível aplicar seus resultados em projetos geotécnicos de maneira direta ou indireta, segundo Briaud (1992). O pressiômetro de Ménard é uma ferramenta particularmente boa para analisar capacidade de carga axial, recalques em estacas e prever o comportamento da distribuição de carga por atrito lateral. A sua utilização deve-se não só pelo trabalho do seu inventor, Louis Ménard (1955), como também de Michel Gambin (1963), o principal propulsor da utilização deste equipamento na França (SILVA, 2001). Os trabalhos realizados na França, em laboratórios de pesquisas de estradas e universidades nos Estados Unidos, Reino Unido e Japão, tem permitido a utilização dos resultados dos ensaios pressiométricos, validando parâmetros de projeto para muros de arrimo, fundações rasas e profundas, reforço de solos entre outros (BURLON e REIFFSTECK, 2015).

O pressiômetro de Ménard é um ensaio de campo utilizado para projetos de fundações profundas. Contudo, no Brasil, essa técnica não é muito utilizada na rotina de projetos na engenharia geotécnica, segundo consta em Albuquerque *et al.* (2008), tendo sua utilização resumida aos trabalhos das principais universidades do país. Schnaid e Coutinho (2005) completa apontando que muitos estudos foram publicados nas últimas duas décadas e a experiência brasileira indica a necessidade de uma cuidadosa interpretação dos dados obtidos

de pressiômetros quando se avaliam parâmetros de argilas moles. As análises dos resultados do ensaio pressiométrico, desde as décadas passadas, permite obter propriedades mecânicas de vários tipos de solos, em determinadas profundidades, dependendo da ferramenta utilizada e do operador, variáveis que afetam diretamente os projetos de fundações (KENMOGNE *et al.*, 2015).

Apesar de sua grande utilização fora do Brasil, ainda existe uma série de dúvidas a respeito da utilização das correlações existentes na literatura internacional para a estimativa de parâmetros geotécnicos e capacidade de carga, especialmente em solos lateríticos de alta porosidade e em solos não-saturados.

A importância deste trabalho dá-se pela falta de experiência na utilização de ensaios pressiométricos em solos tropicais, resultando numa dificuldade em utilizarem-se os fatores obtidos com aqueles fatores que se correlacionam com o comportamento real em obras, tornando-se importante ampliar os estudos no sentido de avançar o conhecimento sobre o ensaio pressiométrico.

O objetivo deste trabalho é avaliar a aplicação do ensaio pressiométrico de Ménard no solo poroso, laterítico e não saturado, do Campo Experimental da Universidade de Estadual de Campinas (Unicamp), para utilização de seus parâmetros em projeto de fundações profundas em estacas, no tocante a previsão de capacidade de carga. Para isso analisou-se os métodos de cálculo da capacidade de carga em estacas utilizando os dados obtidos nos ensaios pressiométricos de Ménard e os resultados de provas de carga instrumentadas em profundidade, em estacas do tipo escavada a trado mecânico, hélice de deslocamento (Ômega), hélice contínua, raiz e pré-moldada. Com base nos resultados obtidos nas provas de carga estáticas e nos cálculos, foram realizadas comparações entre eles e suas conseqüentes aplicabilidades em projetos de fundações.

1.1. Experiência brasileira

O ensaio pressiométrico vem sendo estudado pela comunidade científica desde sua criação, seja para o desenvolvimento de novos equipamentos, melhoramento das técnicas existentes ou desenvolvimento de métodos de cálculo para obtenção de parâmetros dos solos.

Sua importância para a comunidade internacional é notável pelo número de participações de autores em congressos e simpósios específicos para ensaios de campo, representando o ensaio pressiométrico. No Brasil, ainda não se aplica esse ensaio em grande escala e, nessa realidade, as universidades brasileiras vêm sendo responsáveis por sua difusão dentro do meio técnico. São apresentadas algumas das pesquisas realizadas por universidades brasileiras que contribuem para a aplicação dos estudos sobre o pressiômetro, em especial para solos tropicais, porosos e não-saturados.

Na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Bosch (1996) contribuiu para a experiência brasileira em estudos com o ensaio pressiométrico através do trabalho desenvolvido para avaliar parâmetros geotécnicos em solos coesivos-friccionais, através de métodos teóricos, baseados na teoria de expansão da cavidade, mediante simulação teórica da curva pressiométrica experimental. Os ensaios pressiométricos foram realizados num solo decomposto de granito, na região de Porto Alegre e os resultados dessa abordagem indicaram que o pressiômetro pode constituir-se em ferramenta adequada à previsão de propriedades nos solos estudados.

Rezende (2000) realizou, em dissertação apresentada à Universidade Federal de Ouro Preto, um estudo do comportamento geotécnico de material assoreado em cava exaurida de mineração utilizando ensaios pressiométricos. Esses ensaios foram implementados para avaliar a natureza e as características do material assoreado no fundo da cava de mineração. Os resultados demonstraram que a resposta do ensaio pressiométrico melhorou a compreensão do comportamento e dos fenômenos associados com a disposição do material erodido. A pesquisa indicou grande potencial desse ensaio na investigação de áreas de mineração, uma vez que permitiu a construção de um modelo geral de comportamento do solo como fundação da futura pilha de rejeitos.

Araújo (2001) estudou o ensaio pressiométrico de Ménard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações em solo residual de Gnaisse, em trabalho apresentado à Universidade Federal de Viçosa, em Minas Gerais. Nesse trabalho Araújo analisou provas de carga executadas em uma sapata quadrada e rígida e em um tubulão com base circular, ambos executados no campo experimental da Universidade Federal de Viçosa, e comparou com os resultados obtidos em métodos de cálculo de fundações e recalques

com resultados de ensaios pressiométricos, utilizando-se o pressiômetro de Ménard. Além da abordagem de capacidade de carga de fundações, foi elaborado um estudo comparativo entre os parâmetros pressiométricos e parâmetros obtidos com outros ensaios de campo, sendo CPT, SPT e DMT e ensaios de laboratório, executados por outros autores. Em suas conclusões, destacam-se a eficácia do ensaio pressiométrico quando aplicado para a determinação de características de deformabilidade e resistência do solo residual jovem gnáissico estudado. Quanto às análises das capacidades de carga das fundações estudadas, o Método de Ménard (1963) se mostrou satisfatório para a sapata analisada. No caso do tubulão, por não ter atingido à ruptura em sua prova de carga, não foi possível analisar a carga de ruptura total e a parcela transferida pela ponta, porém foi possível analisar a transferência lateral de carga e verificar que os métodos propostos por Ménard (1963) e Baguelin *et al.* (1978) foram satisfatórios. Nas análises de recalques, para a sapata, os resultados foram satisfatórios somente para tensões até 600 kPa, enquanto para o tubulão não foi possível estabelecer uma estimativa de recalques, pois na execução dos ensaios foram colocadas placas de isopor entre os elementos, resultando em grandes deformações, atípicas ao comportamento de um tubulão.

Giacheti (2001) abordou os ensaios de campo na investigação do subsolo, num estudo considerando aplicação em solos tropicais, junto à Universidade Estadual Paulista (UNESP). O autor pôde observar que, quando os resultados dos ensaios de laboratório não retrataram alguma das características do maciço, o ensaio com o pressiômetro se mostrou uma técnica de campo mais apropriada, e reforçou que embora existam dificuldades em se executar ensaios pressiométricos com pressiômetro auto perfurante, ele ainda é um dos ensaios de campo mais promissores que um engenheiro geotécnico pode dispor para a realização de projetos, uma vez que nenhum outro ensaio de campo permite uma avaliação do comportamento do solo com controle do carregamento para trajetórias de tensões e deformações. Uma vez que para solos tropicais o comportamento mecânico é fortemente influenciado pela sucção matricial, a qual pode ser alterada pelos processos convencionais de instalação de pressiômetros auto perfurantes, entende-se que os pressiômetros realizados em pré-furo, tais como o pressiômetro de Ménard, seriam o tipo de equipamento mais interessante para o estudo do comportamento mecânico de solos tropicais.

Em um outro trabalho apresentado na Universidade Federal de Viçosa, Custódio (2003) investigou e analisou parâmetros geotécnicos obtidos com ensaios de laboratório e

ensaios *in situ*, dentre eles o ensaio pressiométrico nos campos experimentais de Viçosa – MG (solo residual de gnaíse) e de Serra – Grande Vitória – ES (solo residual proveniente de rocha sedimentar), visando contribuir para a ampliação do banco de dados de solos tropicais, bem como para o desenvolvimento de correlações geotécnicas entre ensaios. A principal conclusão obtida, de modo geral, é que as correlações apresentadas na literatura para solos de países com clima temperado não se aplicam aos solos definidos como tropicais, salvo exceções. A respeito do ensaio pressiométrico em pré-furo é necessário observar que sua execução se torna difícil em solos pouco coesivos, principalmente abaixo do nível d'água. Como sugestão para futuros trabalhos, Custódio (2003) recomenda ampliar a utilização do ensaio pressiométrico para que se torne mais rotineira sua utilização.

Fontaine (2004) estudou a utilização de ensaios geotécnicos especiais de campo (pressiômetro de Ménar e de cone elétrico) em solos do interior do Estado de São Paulo, em tese de doutorado submetida à Universidade Estadual de Campinas (Unicamp). Em seu trabalho, Fontaine (2004) objetivou aplicar o ensaio pressiométrico na estimativa de propriedades geotécnicas, classificação geotécnica e determinação da carga de ruptura de estacas. Para isso, realizou ensaios nos campos experimentais da Unicamp, da USP de São Carlos e da Unesp de Bauru, e analisou os resultados à luz das consagradas correlações da literatura internacional. Os resultados obtidos indicaram que é necessário ajustar as correlações de estimativas de parâmetros para o caso dos solos tropicais. O mesmo ajuste deve ser feito para os métodos de estimativa de carga de ruptura de estacas. Como recomendação o autor indica ampliar o desenvolvimento de pesquisas que tragam informações de ensaios de campo correlacionados com o comportamento de obras.

Na Universidade Federal de Pernambuco, Dourado (2005) estudou a utilização do pressiômetro de Ménard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível. Os ensaios foram feitos em na área de um colégio agrícola no município de Petrolândia, distante 525 km do Recife, e foi escolhida pela existência de danos no edifício estarem associados aos solos colapsíveis. Os resultados pressiométricos foram utilizados para avaliar o efeito de umedecimento nos parâmetros do solo colapsível em estudo, para desenvolver um critério de identificações e classificações da colapsibilidade e para previsão de recalques. Os resultados apontaram que as análises obtidas com o pressiômetro subestimou os recalques de colapso medidos em cerca de 60%. De uma forma geral o equipamento pressiômetro de Ménard se

mostrou uma ferramenta promissora no emprego de projetos de fundações em solos colapsíveis, necessitando ainda de novos estudos de uma metodologia adequada para previsão de recalques.

Na Universidade Federal de Goiás, Oliveira (2010) realizou ensaios pressiométricos de Ménard em maciços compactados para avaliar módulos elásticos. Os locais escolhidos foram dois aterros experimentais construídos na fase de definição dos processos constitutivos da barragem UHE Batalha. Resultados de ensaios de laboratório foram comparados com resultados de vinte e quatro ensaios pressiométricos, sendo que na interpretação dos ensaios pressiométricos foi utilizada a metodologia das normas francesas. Os resultados mostraram que o ensaio pressiométrico poderá se tornar uma ferramenta de grande utilidade para obtenção de módulo de elasticidade em qualquer profundidade de aterro.

Angelim (2011), em sua tese de doutorado apresentada à universidade de Brasília, estudou o desempenho de ensaios pressiométricos em aterros compactados de barragens de terra a fim de estimar parâmetros geotécnicos, em especial o módulo de deformação do solo. Uma extensa campanha de ensaios de laboratório e de outros ensaios de campo foi empreendida para avaliar a aplicabilidade do ensaio pressiométrico na determinação do módulo de deformabilidade do aterro. O autor observou que, dentre todos os ensaios realizados, os resultados do módulo de deformabilidade do solo compactado a partir do ensaio pressiométrico apresentaram a menor variação, não sendo possível estabelecer correlações satisfatórias entre o módulo de Young determinado a partir de ensaios de laboratório e o módulo pressiométrico. Também foi proposta uma metodologia para a determinação do K_0 a partir do pressiômetro de Ménard.

Em dissertação apresentada à universidade de Viçosa, em Minas Gerais, Lima (2014) avaliou a estabilidade de taludes em áreas de risco de movimento de massa utilizando o ensaio pressiométrico de Ménard para obtenção de parâmetros geotécnicos, visto que esse equipamento é versátil e a confiabilidade na obtenção de parâmetros de resistência do solo em profundidade permitiu a obtenção de parâmetros do subsolo a cada metro. A pesquisa baseou-se em mapas de classificação de risco aos movimentos de massa e, com os parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos, foi possível simular pontos de instabilidade das áreas de taludes.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Existem muitos tipos de ensaios que podem ser utilizados para avaliar as condições do solo, variando desde a simplicidade do SPT (*Standard Penetration Test*) até a sofisticação do ensaio triaxial computadorizado (SCHNAID, 2012). Porém, consta em Alzubaidi (2015) que os distúrbios causados ao solo pela extração de amostras podem afetar os resultados dos ensaios de laboratório.

Segundo Clarke (1995), os ensaios de laboratórios são importantes, mas os ensaios de campo permitem retratar algumas características do maciço que são fundamentais para a previsão do seu comportamento. Os resultados obtidos nos ensaios de campo (*in situ*) podem variar em quantidade, qualidade e aplicabilidade; e seus parâmetros obtidos são dependentes do método executivo do ensaio, o que significa que um parâmetro obtido em um determinado ensaio pode não representar o mesmo que obtido em outro ensaio. Contudo, como acrescenta Alzubaidi (2015), uma das maiores limitações dos ensaios de campo é a escolha do equipamento mais apropriado que possa fornecer parâmetros enquanto perturba minimamente o solo ensaiado.

Os dados dos ensaios *in situ* (ou ensaios de campo) podem ser obtidos de maneira direta ou indireta. As correlações ainda podem ser primárias, secundárias ou empíricas. Para que um resultado obtido possa ser aplicado diretamente, deve haver um método de cálculo ou de projeto que seja propriamente desenvolvido para tal. Em muitos casos, essa maneira de aplicar o resultado de um ensaio se mostra a mais eficiente (CLARKE, 1995).

Baguelin *et al* (1978) apontam que um dos ensaios *in situ* adequados à aplicação direta de resultados é o pressiômetro. Na maioria dos casos os resultados podem ser aplicados diretamente em projetos de fundações, sem a necessidade de ensaios de laboratório complementares. E ainda acrescentam que o pressiômetro tem sido utilizado para obter parâmetros fundamentais do comportamento dos solos como uma ferramenta de investigação, controle e calibração de outros dispositivos, uma vez que tem a vantagem prática de funcionar bem em todos os tipos de solos e ainda é constituído por um equipamento simples, fácil de calibrar e de operar.

Ensaio pressiométrico são ensaios de campo que podem ser adotados para determinar os principais parâmetros dos solos, tais como tensão horizontal, coesão não drenada, parâmetros de aplicação direta em métodos de projeto, propriedades do subsolo, rigidez não-linear, módulo elástico e pressão limite (ALZUBAIDI, 2015). O campo de aplicação para pressiômetros é vasto e pode ser utilizado em areias fofas, medias e compactas e em argilas moles, rijas e duras e até em rochas brandas Bruschi (2010).

A invenção do pressiômetro por Louis Ménard, em 1955, abriu um novo caminho para uma geotecnia de projetos. Ele é essencialmente um equipamento de investigação geotécnica que permite, em um único ensaio, avaliar as propriedades de deformação e ruptura dos solos e de rochas brandas (BURLON & REIFFSTECK, 2015).

Em alguns tipos de pressiômetro pode-se acoplar um transdutor com uma pedra porosa à membrana para que, dessa maneira, seja medida a poro pressão do solo, em que o coeficiente horizontal de consolidação pode ser previsto (ALZUBAIDI, 2015).

O pressiômetro de Ménard, objeto deste trabalho, se enquadra nos pressiômetros em pré-furo e é reconhecido como ferramenta de investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação dos solos *in situ*. Embora seus métodos interpretativos tenham sido desenvolvidos para areias e argilas, eles gradualmente se estenderam para outros geomateriais e condições ambientais, tais como solos cimentados, colapsíveis e expansivos (SCHNAID, 2009).

Clarke (1995) menciona em seu trabalho que o pressiômetro executado em pré-furo representa o maior potencial em relação a todos os equipamentos em ensaios de campo, pois as propriedades do solo são obtidas utilizando-se correlações primárias, que são correlações diretas com métodos teóricos, como apontado por Schnaid (2009).

2.1. Ensaio pressiométrico - Evolução Histórica

Desde que surgiu a idéia de um ensaio pressiométrico, suas técnicas e equipamentos se modificaram ao longo do tempo, seja com a criação de novos equipamentos e procedimentos de execução, ou novos formatos. A partir de ensaios pressiométricos busca-se ensaiar vários

tipos de solos e atender a várias condições geográficas, ao redor do mundo. Por várias décadas se deu o seu desenvolvimento contínuo, como é possível observar na linha do tempo que se apresenta a seguir.

1930 - O conceito de introduzir um “balão” em um furo feito no solo e inflá-lo para assim medir a deformação *in situ*, data de aproximadamente 1930 ou 1931, uma vez que, em 1933, Kögler escreveu sobre um equipamento que havia desenvolvido anos antes e colocou em prática. Seu dispositivo consistia em uma longa bexiga que se esticava entre dois discos de metal, nas extremidades, restringindo a expansão da bexiga, como indica a Figura 2.1 (BAGUELIN *et al.*, 1978).

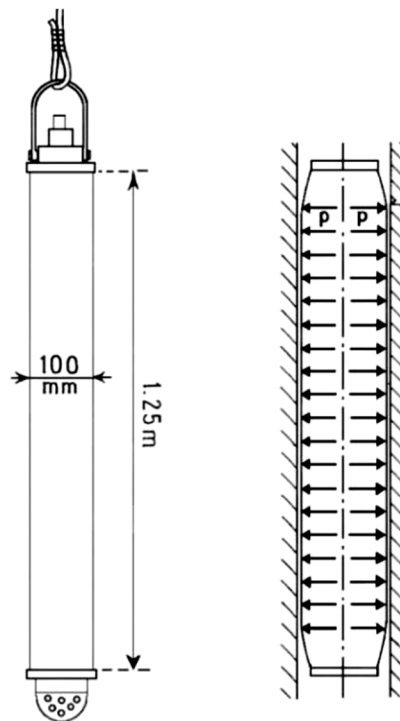


Figura 2.1: Pressiômetro de Kögler (BAGUELIN *et al.*, 1978 apud DOURADO, 2005).

Segundo Baguelin *et al.* (1978), Kögler conseguiu medir a quantidade de gás injetado através da sonda para expandi-la, mas teve dificuldades em medir a mudança de volume para aumentar a pressão. Os efeitos de restrições nas pontas da sonda foram considerados na teoria, mas esse modelo de distribuição de tensões não respeitava o equilíbrio. O impacto do seu pressiômetro foi pequeno, mesmo sendo capaz de realizar alguns pontos no ensaio, e de traçar curvas para solos arenosos finos e argilas que, comparadas aos novos pressiômetros, guardavam uma semelhança em seus formatos.

1954 - Louis Ménard, ainda estudante de engenharia civil, foi encarregado de cuidar dos ensaios de compactação da nova pista de um aeroporto, próximo a Paris, como consta em Baguelin *et al.* (1978). Durante seus ensaios começou a perceber que, embora as informações de tensão-deformação fossem importantes para a pista, não estava medindo esses parâmetros e, ao invés disso, determinava a densidade. Logo, concluiu que seria mais lógico inserir um tipo de “balão” que, ao inflar, medisse o grau de dificuldade dessa expansão (BAGUELIN *et al.*, 1978).

1955 - O instrumento desenvolvido por Ménard, ilustrado na Figura 2.2, foi patenteado nesse ano e se tornou conhecido como o pressiômetro de Ménard. Este novo equipamento foi utilizado pela primeira vez em Chicago para obter parâmetros e propriedades do subsolo para um projeto de estruturas e, desde então, tornou-se um dos tipos de pressiômetro mais utilizados (CLARKE, 1995).

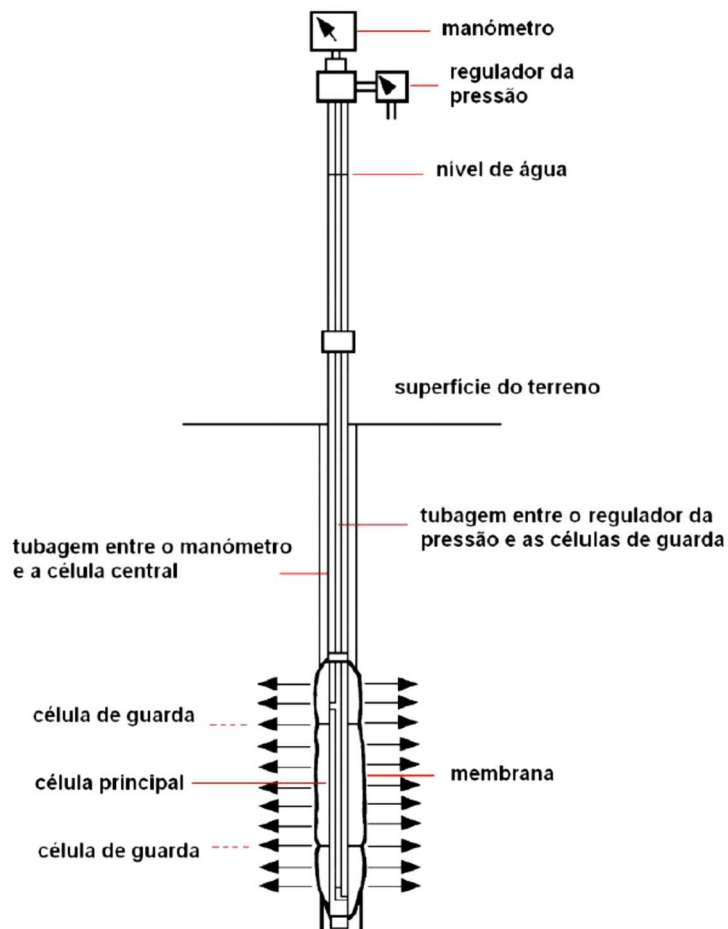


Figura 2.2: Pressiômetro de Ménard (BAGUELIN *et al.*, 1978 apud DOURADO, 2005).

1957 - Louis Ménard regressou à França e iniciou a sua empresa, *Les Pressiomètres Louis Ménard*, posteriormente chamada de *Téchniques Louis Ménard* que, durante 10 anos, era fabricante exclusiva do pressiômetro (OLIVA, 2009).

1959 – No Japão, Fukuoka desenvolveu um pressiômetro de pré-furo chamado “*Public Works Research type – Value Tester*”, para obter o valor do módulo lateral do solo. Nesse mesmo ano Ménard desenvolveu o “*Slotted Tube*”, equipamento em que a sonda é protegida por um tubo ranhurado cravado no solo (DOURADO, 2005).

1963 – O primeiro artigo apresentando a equação para projetos, quanto a capacidade de carga de fundações, relacionando os resultados do pressiômetro, foi apresentado na revista *Sols-Soils* e marcou o início de uma série de artigos a esse respeito até os dias de hoje. O ensaio de Ménard é padronizado e normatizado desde essa data, e seus resultados podem ser diretamente comparados às experiências, uma vez que tem sido embasado por uma norma, possibilitando a geração de um grande banco de dados de informações para demonstrar o bom funcionamento do ensaio e de seus parâmetros (BAGUELIN *et al.*, 1978).

1965 – Na França, Jézéquel desenvolveu o primeiro pressiômetro auto perfurante, chamado de PAF (*pressiometre autoforeur*), no *Laboratoire Central de Ponts et Chaussées*, ou LCPC-SETRA (DOURADO, 2005).

1966 – Suyama e seus colaboradores da *Oyo Corporation* desenvolveram mais dois pressiômetros de pré-furo, conhecidos como “*Lateral load tester*” e “*Elastemeter 100*” (DOURADO, 2005).

1968 – Segundo Clarke (1995), nessa data surgiu o argumento de que seria possível instalar um pressiômetro no solo sem alterar as propriedades do solo local, permitindo assim utilizar a teoria da expansão da cavidade cilíndrica. Isso levou ao desenvolvimento do SBP (*self-boring pressuremeter*, ou pressiômetro auto cravável) tanto na França, quanto no Reino Unido.

1969 - A partir dessa data, outras empresas puderam fabricar e comercializar o equipamento Pressiômetro de Ménard, e inúmeros autores dedicaram-se a investigar e a interpretar o ensaio (OLIVA, 2009).

1971 – De acordo com Briaud (1992) Wroth e Hughes desenvolveram o “*CamKometer*”, um pressiômetro auto perfurante comercializado pela “*Cambridge in situ*”.

1975 – O “*Building Research Establishment*” criou o pressiômetro PSPMT para obras *offshore* (BRIAUD, 1992).

1978 – Em Briaud (1992) consta que nesse ano ele e Shields desenvolveram o “*Pencell*”, pressiômetro para projetos de pavimentos comercializado pela “*Roctest*”. Nesse mesmo ano o NIIOSP (Instituto Russo de Pesquisa de Fundações e Estruturas Subterrâneas) desenvolveu um pressiômetro automático, o PA108; E o Instituto Francês de Petróleo (IFP) desenvolveu o PAM, um pressiômetro auto perfurante para investigações *offshore* (DOURADO, 2005).

Até a data de seu falecimento, em 15 de janeiro de 1978, Louis Ménard desenvolveu um importante trabalho na área de melhoramento de solos, para o qual o pressiômetro se mostrou uma ferramenta importante, uma vez que permitiu comparar a rigidez do solo antes e depois de aplicação da técnica de consolidação (OLIVA, 2009).

1980 – Clarke (1995) conta que nesse ano foi a vez de se trabalhar com pressiômetros tipo cravados, ou PIP (*pushed-in pressuremeters*) a fim de acabar com os problemas gerados pela instalação, porém sua performance também produziu distúrbios e a crescente velocidade do ensaio gerou uma nova interpretação, que não aquela baseada na teoria da expansão da cavidade cilíndrica.

1982 - Briaud (1992) e colaboradores desenvolveram o “*Texan*”, também comercializado pela “*Roctest*” e apresentado em duas formas: tanto auto perfurante, quanto em pré-furo. E ainda nesse ano, na França, o LCPC-SETRA desenvolveu o LCPC-SETRA-TLM, um pressio-penetrômetro para obras *offshore*, cuja sonda é um cone pressiométrico introduzido por vibração (DOURADO, 2005).

1984 - Segundo Dourado (2005) a empresa “*Bonne Esperance*”, da França, introduziu o PAC, uma versão automatizada do pressiômetro de Ménard desenvolvido para ensaios em rocha.

1986 - Até essa data vários grupos tais como a “*Cambridge in situ*”, “*Fugro B.V.*”, “*Hogentogler*”, “*Roctest*”, “*Texas A&M University*”, “*University of British Columbia*” desenvolveram cones pressiométricos (DOURADO, 2005).

A utilização do ensaio pressiométrico esteve presente no meio geotécnico desde a sua invenção até os dias de hoje. Ho (2016) estudou a aplicação de ensaios pressiométricos para a avaliação de depósitos glaciais de Manhattan, que apresentam em sua estratificação camadas de aterro, matéria orgânica, areias siltosas, siltes e argilas de alta sensibilidade. Nesse trabalho Ho (2016) utilizou o pressiômetro auto perfurante nos solos mais fracos, com N_{SPT} (valor obtido no ensaio SPT) abaixo de 10 golpes, sendo que solos mais resistentes o pressiômetro de pré-furo foi utilizado. O uso do pressiômetro auto perfurante resultou em valores mais consistentes que o pressiômetro em pré-furo, devido o instrumento perturbar menos os solos das paredes do furo. É importante observar que o pressiômetro auto perfurante está limitado a solos menos resistentes. Os resultados dos ensaios pressiométricos foram consistentes com o histórico de sobre adensamento do solo, comparado ao ensaio de consolidação de laboratório.

Alguns autores seguem desenvolvendo novas técnicas como Bahar et al. (2016) que estimaram a capacidade de carga de ruptura e recalques de estacas escavadas utilizando resultados do ensaio pressiométrico pelo método PRESSIDENT, que é um software numérico, desenvolvido para analisar o ensaio levando em consideração o modelo de Duncan e Chang. O cálculo numérico leva em conta os parâmetros reológicos derivados desse método e são utilizados para prever o comportamento de uma estaca escavada isolada sujeita à um carregamento axial estático. O PRESSIDENT é um programa de computador que foi desenvolvido pela *Ecole Centrale* de Lyon, na França. Os resultados obtidos com o uso do PRESSIDENT se apresentaram de acordo com a prova de carga medida no local e o cálculo numérico, quando comparado ao *in situ* mostrou aplicabilidade da aproximação.

Com o intuito de colocar os diversos pressiômetros numa linha do tempo de desenvolvimento, foi estabelecida a Tabela 2.1, que apresenta as várias versões do pressiômetro ao redor do mundo.

Tabela 2.1: Versões desenvolvidas do pressiómetro.

ANO	PAÍS(ES)/AUTOR(ES)	VERSÃO DESENVOLVIDA
1933	ALEMANHA/KOGLER	Primeiro pressiómetro pré-furo
1955	FRANÇA/MÉNARD	Pressiómetro pré-furo Ménard
	JAPÃO/FUKUOKA	“Value-tester”, pré-furo para obter o módulo lateral do solo
1959	FRANÇA/MÉNARD	“Slotted tube” sonda protegida por um tubo de revestimento inserido por cravação
1965	FRANÇA/JÉZÉQUEL	PAF primeiro pressiómetro auto perfurante
1966	JAPÃO/SUYAMA <i>et al.</i>	ELASTEMETER 100 da Oyo corporation pré-furo
1971	INGLATERRA/WROTH e HUGHES	CAMKOMETER auto perfurante
1975	REINO UNIDO/BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT	SHELBY TUBE PRESSUREMETER (PSPMT) para aplicações offshore
1978	CANADÁ/BRIAUD e SHIELDS	PENCELL para projetos de pavimentos
	RÚSSIA/NIOSP	PA 108 pressiómetro automático
	FRANÇA/IFP	PAM auto perfurante para investigações offshore
1982	USA/BRIAUD	TEXAM pré-furo e auto perfurante
	FRANÇA/LCPC-SETRA	TLM pressio-penetrômetro (cone pressiométrico inserido por vibrações) para penetrações offshore
1984	FRANÇA/BONNE ESPERANCE	PAC versão automática do PMT
	INGLATERRA/ROCTEST	Pressiómetro de altas pressões para ensaio em rochas
1985	CANADÁ/O’NEIL	UBC SBPM auto perfurante com sistema de jateamento

Fonte: AMAR *et al.*, 1991; BAGUELIN *et al.*, 1978; BRIAUD, 1992; CUNHA, 1994; CLARKE, 1996 apud DOURADO, 2005.

2.2. Tipos de pressiômetro

Para Clarke (1995) uma definição completa para pressiômetro seria: uma sonda cilíndrica que possui uma membrana expansível flexível projetada para aplicar uma pressão uniforme às paredes de um furo.

A pressão aplicada e o aumento de volume são monitorados durante o ensaio com o pressiômetro e esses dados são utilizados para produzir a curva tensão vs deformação de cada parâmetro de projeto ou propriedade do solo determinada.

Atendendo essa definição, pode-se encontrar diversos tipos de pressiômetro, como consta no trabalho de Dourado (2005), classificados pelo seu modo de instalação no terreno e pela diferença de suas células expansivas.

A *Pressiômetros auto perfurantes*

Os pressiômetros auto perfurantes ou SBPs, sigla para *self-boring pressuremeters*, foram desenvolvidos para minimizar os efeitos da instalação que os pressiômetros de pré-furo causavam ao solo circunvizinho ao furo. Consta em Araújo (2001) que sua proposta para esse tipo de pressiômetro ao LCPC-SETRA (*Laboratoire Central de Ponts e Chaussées*) surgiu de um estudo sobre a influência da metodologia do tipo de instalação de pressiômetros de pré-furo. Essa pesquisa concluiu que a escavação do furo causava amolgamento do solo e afetava significativamente os resultados do ensaio. Assim, foi criado o PAF, que significa *Pressiomètre Autoforeur*, em francês. O objetivo desse pressiômetro era verificar o que ocorria com o solo caso o pressiômetro não fosse introduzido em um furo pré-existente e sim escavando seu próprio furo enquanto era introduzido no terreno. Foi verificado que, mesmo esse pressiômetro sendo auto perfurante, o instrumento gerava ainda pequenos distúrbios no solo que eram possíveis de serem minimizados, mas que sua inserção no terreno exigia muito cuidado e equipes especializadas.

O exemplo mais conhecido desse pressiômetro é o CamK0meter, da Cambridge *in situ*, seguido pelo PAF de Jézéquel. Ambos pressiômetros são unicelulares, porém o PAF é equipado

com um sistema de medição de variação de volume enquanto o CamK0meter utiliza transdutores de deslocamento radiais (ARAÚJO, 2001).

B Pressiômetros em pré-furo

Os pressiômetros em pré-furo são aqueles colocados em furos previamente escavados, conhecidos como PDPs, sigla que significa *predrilled pressuremeters* do inglês, ou PBP, *preboring pressuremeters*. Dentre eles os mais conhecidos são o Pressiômetro de Ménard e o Pressiômetro de Briaud. Esses pressiômetros são tricelulares, sendo que sua sonda possui uma célula central e duas células de guarda (ARAÚJO, 2001), como mostra a Figura 2.3.

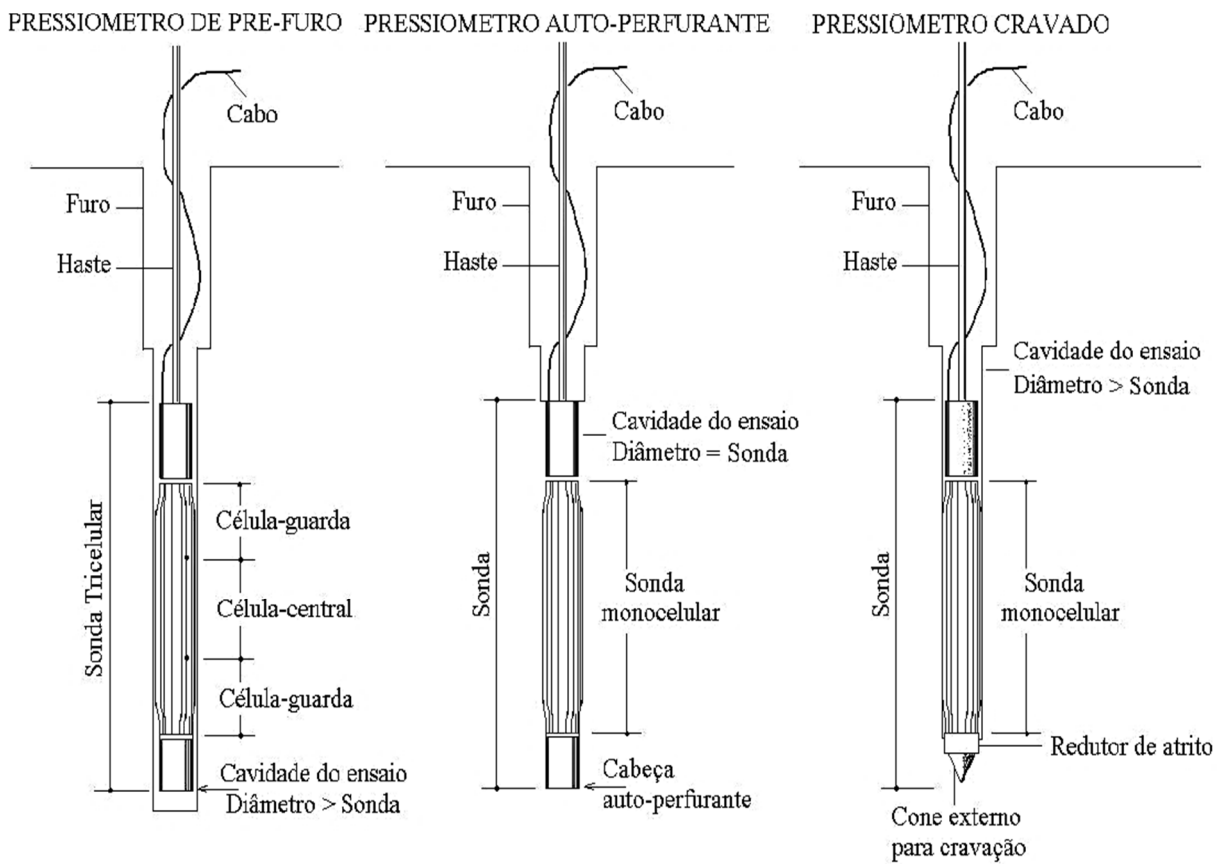


Figura 2.3: Tipos de Pressiômetros quanto ao modo de instalação da sonda (CLARKE, 1995 apud DOURADO, 2005).

C *Pressiômetros “cravados”*

Os pressiômetros cravados, ou PIP, *push-in pressuremeters* ou FDP, *full displacement pressuremeters* são aqueles “empurrados” contra o solo, desenvolvidos no final da década de 70, como consta em Araújo (2001). Embora sejam mais rápidos que os demais ensaios pressiométricos, esse tipo de ensaio causa uma sequência de distúrbios ao ser empurrado contra o terreno. Os maiores exemplos para esse tipo de pressiômetro constituem os cones pressiométricos, os CPMTs. Num primeiro momento, os cones pressiométricos foram desenvolvidos para ensaios offshore, segundo consta em Schnaid (2012), e sua utilização foi expandida para obras *onshore*, sendo que a sequência do ensaio é padronizada e a sonda é cravada com velocidade constante de 2 cm/s, parando em determinados pontos para inflar a sonda e realizar medidas. Porém, a interpretação desses resultados é mais complexa que dos demais ensaios pressiométricos, uma vez que a realização da expansão da cavidade se dá em solos previamente amolgados pelo cone que vai à frente deslocando o solo. Um bom exemplo para esse grupo seria o Cambridge da Fugro *in situ*.

2.3. **Pressiômetro de Ménard**

A pergunta que Louis Ménard se fazia era o porquê de tomar-se uma amostra de solo, levá-la para o laboratório, às vezes em condições adversas, e submetê-la a inversão de pressões, enquanto que seria possível inserir um instrumento em um furo e aplicar uma carga de deformação plana no solo *in situ*. Uma vez que é impossível, num ensaio simples, aplicar pressão vertical no solo, como as construções irão solicitar, aplica-se uma pressão lateral conhecida numa parede vertical de um furo (GAMBIN E FRANK, 2009).

O princípio desse ensaio consiste, segundo Bruschi (2010), na medida da deformação radial interna da parede de um furo mediante uma sonda cilíndrica dilatada aplicando incrementos graduais de pressão.

A expansão da sonda acarretará em uma compressão horizontal do solo na zona envolvente, impondo deformação radial à membrana por meio de injeção de água na célula central e de gás nitrogênio extra-seco nas células de guarda. Desta forma, é possível determinar

diretamente a relação entre as tensões aplicadas segundo variações de pressão e volume ocorridos com a deformação do solo (SILVA, 2001).

Ménard considerava que fosse muito difícil ou quase impossível analisar os ensaios sem que o processo de pré-furo mudasse as propriedades dos solos adjacentes ao furo. Isso implica que equipamentos do tipo PBP (*pre-bored pressuremeter*, ou pressiômetro de pré-furo) não podem ser simplesmente modelados como uma expansão da cavidade cilíndrica para solos homogêneos. É necessário então uma interpretação que permita levar em conta a instalação do equipamento. Para tal, Ménard preparou uma série de gráficos baseados nas relações entre as fundações e os resultados anteriores obtidos com seu pressiômetro (CLARKE, 1995).

Por ser um ensaio feito em pré-furo, é necessária a preparação de um furo de qualidade para garantir a obtenção de um ensaio satisfatório, atendendo a recomendação de ter seu diâmetro entre 1,03 e 1,20 vezes o diâmetro da sonda, e ser cravado causando a menor perturbação possível (BRUSCHI, 2010). Vale ressaltar que ao início e ao fim de cada ensaio é necessário realizar uma aferição do equipamento.

O equipamento consiste em uma sonda cilíndrica flexível, composta por uma célula central de medida alimentada de água e duas células de guarda, mantidas sob pressão com gás, com o propósito de assegurar um campo cilíndrico de esforço sobre a seção central. Além disso, existe um complexo de dispositivos para o controle do volume de água injetada e da pressão de gás, agrupados em um instrumento posicionado na superfície conduzindo a tubulação flexível (BRUSCHI, 2010).

Ménard normalizou o ensaio segundo o critério de incrementos: 6 a 14 incrementos iguais de pressão e leitura de volumes a cada 15 segundos, 30 segundos e 60 segundos após cada incremento de pressão. Após 60 s, um novo incremento de pressão é aplicado, tendo-se como resultado uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de 60 s é plotado em função da pressão aplicada. A pressão limite (p_L) é estimada através das últimas leituras (30 e 60 s) do ensaio, enquanto que o módulo pressiométrico é calculado pela leitura das variações de pressão e volume durante o ensaio.

2.4. Equipamento de Ménard

Os equipamentos existentes no mercado são constituídos de três partes principais: a unidade de controle, a sonda e as tubulações coaxiais, assim como apresentada a Figura 2.4. Alguns equipamentos possuem ainda um sistema automatizado de aquisição de dados que pode ser acoplado ao equipamento.

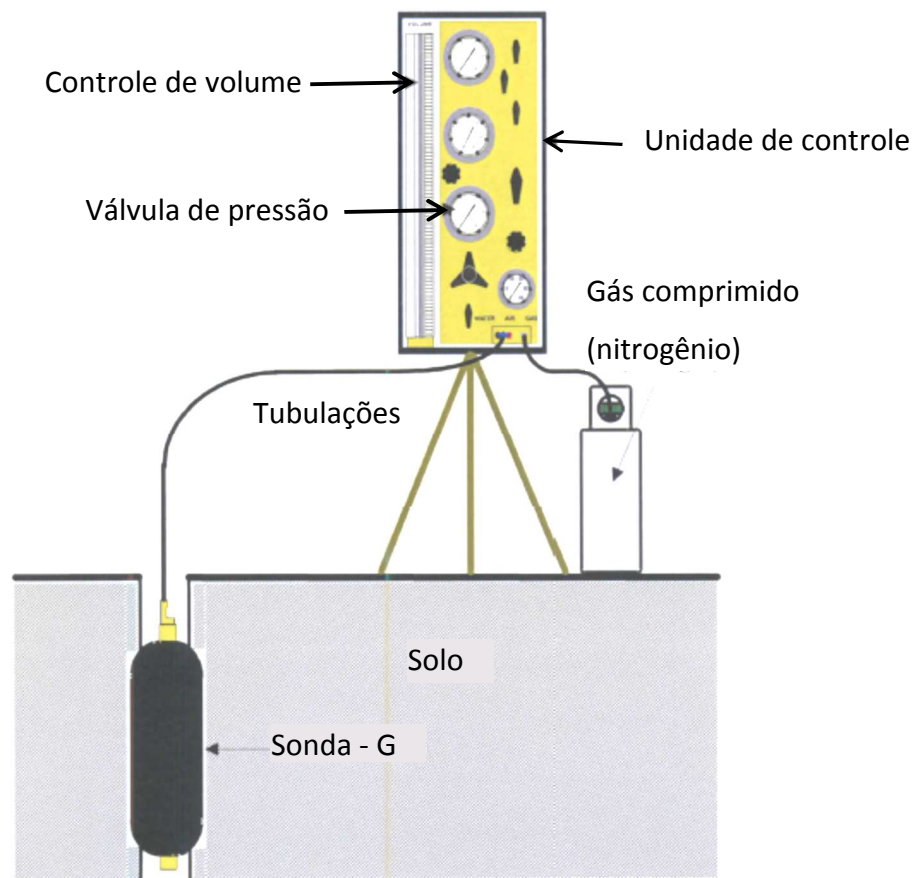


Figura 2.4: Disposição dos componentes do equipamento (APAGEO, 2010).

A unidade de controle, também chamada de caixa de monitoração, permite controlar as pressões aplicadas e o volume de água injetado na célula central; a sonda é responsável pela expansão radial, enquanto as tubulações, pela injeção das pressões de gás e de água. Dentre as empresas fabricantes e que comercializam pressiômetros de Ménard, destacam-se a APAGEO *Matériels et services pour la géotechnique, le forage et le laboratoire*, que possui a tecnologia de leitura automática de dados do ensaio através do dispositivo *GeoSPAD* e interpretação através do software *GeoVision*, sendo que ambos serão apresentados no capítulo de Materiais e

Métodos. A *ROCTEST* possui o pressiômetro de Ménard polivalente, com dimensões de sondas diferentes do equipamento da APAGEO e pode realizar leituras de alta pressão incorporando alguns componentes a seu equipamento. A *GEOMATECH* Matériels de géotechnique e de forage, assim como a APAGEO, oferecem os pressiômetros chamados manuais (*GeoPac* e o *Hyperpac*) e aceita um sistema de aquisição de dados chamado *GEOBOX* e utiliza o software *GeoVision* para trabalhar os dados do ensaio. A *FORDIA EUROPE* comercializa o pressiômetro de Ménard manual e não possui o sistema de aquisição automático de dados.

A Figura 2.5 ilustra as partes fundamentais dos equipamentos que realizam o ensaio pressiométrico de Ménard utilizando o equipamento da APAGEO para ilustrar os componentes. No capítulo de Materiais e Métodos será feita uma breve apresentação da empresa fabricante do equipamento o qual foi utilizado para a campanha de ensaios pressiométricos constantes nesse trabalho (APAGEO, 2010).



Figura 2.5: Componentes principais do equipamento pressiométrico de Ménard (Fonte: Damasco Penna. Disponível em <http://www.damascopenna.com.br>. Acesso em jan. 2017.)

A. Sonda

Existem três tipos diferentes de células no pressiômetro de Ménard: a célula tipo E, que não é mais comercializada, a célula tipo GC, a mais largamente utilizada, e a célula tipo GB. A célula tipo GC é utilizada em solos e a célula tipo GB em rochas (CLARKE, 1995).

A sonda é revestida por uma membrana de borracha e ambas a células também são. A célula de medição (central) deve ser preenchida com água, e é utilizada para pressurizar a cavidade e medir a mudança de volume resultante da operação de acréscimo de pressão. Para garantir que a cavidade se expanda adequadamente, se faz necessário o uso de células de guarda no topo e na base da célula de medição, que são usualmente preenchidas com gás, numa pressão ligeiramente diferente da pressão na célula central de medição. Não havendo pressão diferencial entre as células de guarda e a célula central, não existe um desbalanceamento de forças na célula de medição. A membrana é suficientemente flexível para assegurar uma pressão uniforme, sendo aplicada nas paredes do furo (BAGUELIN *et al.*, 1978). Em todo caso, a fim de assegurar que a expansão da célula central é a expansão da cavidade, a pressão do gás é mantida um pouco abaixo da pressão da água (CLARKE, 1995).

Desta forma, duas células de guarda são necessárias para que a sonda imponha tensão radial constante ao longo da célula de medição. Essas duas células irão ajudar confinando a célula central longitudinalmente. As células de guarda não são usadas para medir o aumento de volume, sendo assim preenchidas com gás ou água. A sonda tipo E, que não é mais utilizada, está indicada na Figura 2.6 (APAGEO, 2010).

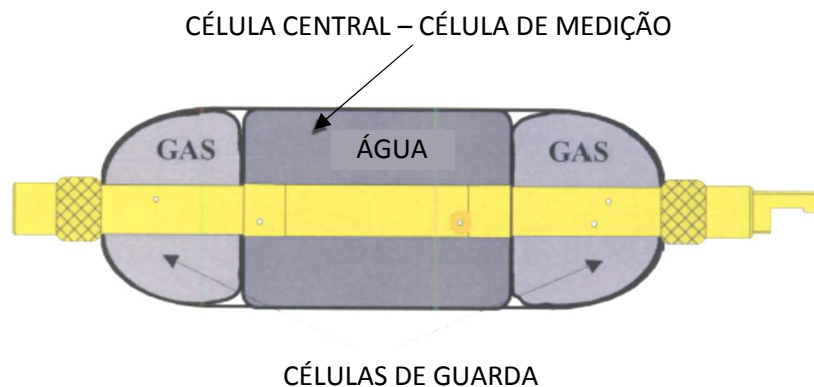


Figura 2.6: Sonda tipo E (APAGEO, 2010).

A sonda tipo G tem sido utilizada por mais de 30 anos e foi desenvolvida por Louis Ménard por motivos práticos e econômicos. Ela é baseada no mesmo princípio da célula tipo E, mas as bordas das células de guarda não existem fisicamente, elas são faceadas pela membrana da célula central de medição. A membrana de borracha que cobre a sonda e o núcleo de aço, indicada na Figura 2.7 (APAGEO, 2010).

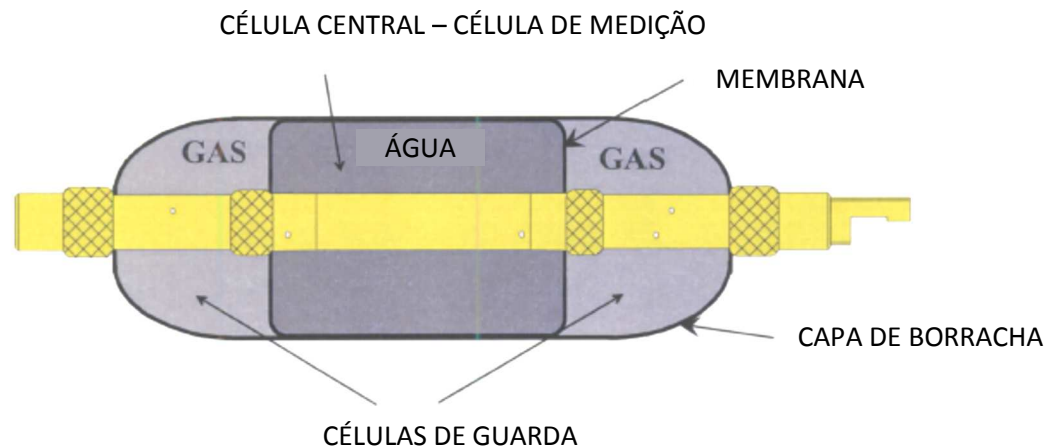


Figura 2.7: Sonda tipo G (APAGEO, 2010).

A sonda tipo G tem suas vantagens em comparação com a tipo E, no que diz respeito às tubulações de água e gás: a sonda tipo G utiliza dois tubos, enquanto a tipo E utiliza quatro tubos, e sua montagem e desmontagem é mais fácil que a sonda tipo E (APAGEO, 2010).

Existem vários tipos de membranas de borracha para cobrir a sonda e visam adaptá-la ao tipo de solo. As mais comumente utilizadas possuem tiras de aço ou reforço em aço. Caso o reforço da membrana de borracha não seja suficientemente resistente para o tipo de solo, pode-se utilizar um tubo fendilhado, ou seja, um tubo de aço deve ser colocado para proteger a sonda, mas esse tubo deve permitir a expansão possuindo ranhuras localizadas ao longo de todo o tubo (APAGEO, 2010).

A sonda pressiométrica, em suma, consiste em três células, um núcleo de aço que as mantém alinhadas e um sistema de conexão aos tubos que se ligam à unidade de controle. Estritamente somente a célula central forma a cavidade na qual o ensaio é baseado (BAGUELIN *et al.*, 1978).

B. Unidade de controle

A unidade de controle fica posicionada na superfície do terreno, sendo sua função pressurizar as células de guarda e a célula central de medição, e medir a mudança de volume na célula central (CLARKE, 1995).

A fonte de pressão é um cilindro de gás comprimido; o fluxo de água da célula central é monitorado usando um cilindro graduado, chamado de volumímetro. A unidade de controle contém as válvulas e acessórios para controlar a pressão do gás, conectar as tubulações, permitir controle do volumímetro (em caso de necessitar um preenchimento com água) e para liberar a pressão no fim do ensaio, permitindo a deflação da sonda (BAGUELIN *et al.*, 1978).

A Figura 2.8 mostra um diagrama esquemático da unidade de controle da sonda G, na qual o gás, nas células de guarda, deve ser mantido numa pressão um pouco menor que a pressão da água na célula (CLARKE, 1995).

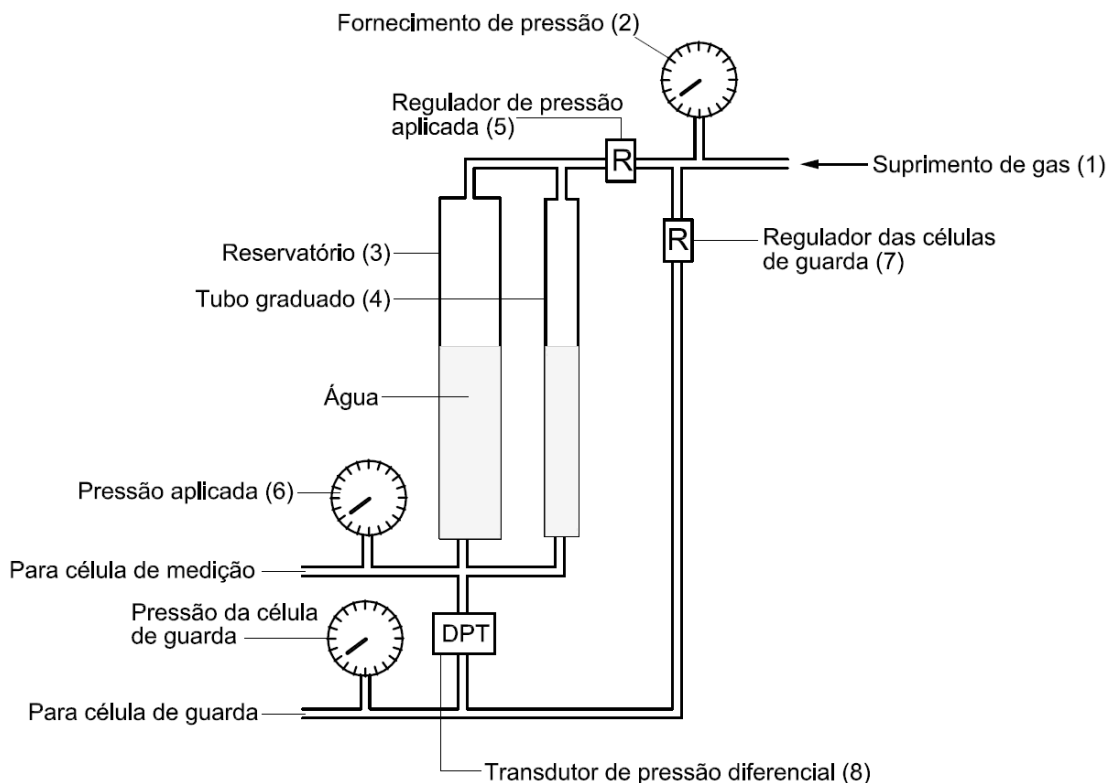


Figura 2.8: Diagrama esquemático do funcionamento do pressiômetro com sonda tipo G (CLARKE, 1995).

O ar comprimido em (1) é continuamente monitorado pela observação da válvula (2). Um medidor volumétrico é composto por um reservatório (3) e um tubo graduado (4), que é conectado à célula central. O reservatório de água tem capacidade para 800 cm³, mas como o diâmetro é muito grande para fornecer uma leitura sensível da mudança de volumes, o volumímetro é conectado em paralelo ao reservatório. Uma mudança no nível d'água representa a mudança no volume do tubo coaxial e na célula de medição. A pressão no reservatório é regulada manualmente utilizando uma válvula (5) e é medida com um manômetro (6). É comum ter dois manômetros, o mais sensível é usado para as pressões menores. A pressão de gás nas células de guarda é regulada separadamente (7) e é mantida um pouco abaixo da pressão da água, medindo a diferença entre as duas pressões com um transdutor diferencial de pressão (8) (CLARKE, 1995).

C. Tubulações coaxiais

As tubulações coaxiais são necessárias entre a unidade de controle e a sonda, permitindo a circulação de água e gás entre eles (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Desde 1986, a APAGEO desenvolveu um novo tipo de tubulação coaxial, sendo tubos gêmeos posicionados lado a lado em circuitos independentes. O gás neutro utilizado é o nitrogênio, uma fonte simples e pouco custosa de energia. Quando se trabalha com valores altos de pressões, uma pequena expansão nas próprias tubulações coaxiais ocorre. A fim de levar esse fenômeno em conta, um teste de calibração é necessário (APAGEO, 2010).

2.5. Procedimentos de campo

São apresentadas, a seguir, todas as etapas necessárias à realização do ensaio pressiométrico de Ménard, desde a montagem do equipamento até as calibrações necessárias às correções a serem feitas na curva pressiométrica.

2.5.1. Montagem das partes

A capa de borracha, a membrana ou até mesmo o tubo fendilhado devem ser selecionados de acordo com a expectativa dos parâmetros de tensão-deformação do solo que

será ensaiado. A sonda deve ser ligada à unidade de controle através das tubulações coaxiais de conexão. Todo o sistema deve ser preenchido com água e depois purgado para que se retire todas as bolhas de ar (sangrar o sistema) (ISO/DIS 22476-4, 2009).

2.5.2. Pré-furo – Princípios gerais

Segundo a norma ISO/DIS 22476-4 de 2009, a etapa de perfuração do pré-furo para a execução do ensaio pressiométrico é muito importante para garantir a qualidade dos dados obtidos.

É imprescindível ter um ótimo furo executado para o início do ensaio pressiométrico, a fim de obter-se resultados aceitáveis. As três condições para se obter um bom furo são:

- O equipamento e método utilizados devem causar a menor perturbação possível ao solo, nas paredes do furo;
- O diâmetro da ferramenta de escavação deve estar dentro das especificações da norma ISO/DIS 22476-4 de 2009;
- O ensaio deve ser realizado imediatamente após a escavação do furo; e
- A unidade de controle de pressão e volume e o sistema de aquisição de dados devem estar protegido da incidência direta de luz solar. Inicializar o sistema de aquisição de dados preenchendo os dados necessários ao início do ensaio, tais como identificação do operador, data, nome do furo etc.

Os parâmetros de módulo pressiométrico (E_M), pressão limite efetiva (p_{LM} ou p_{L*}) e a pressão de fluência (p_f), obtidos no ensaio, são afetados pela técnica de perfuração e de aquisição de dados aplicadas. Jézéquel *et al.* (1968) e Kenmogne *et al.* (2015) tem mostrado a importância da implementação técnica da qualidade dos dados e a evolução das técnicas e procedimentos.

A escolha das ferramentas de perfuração tem grande impacto nos parâmetros pressiométricos. O coeficiente K , definido pela razão E_M/p_L^* , é afetado por essa escolha e sua variação tem grande impacto na determinação dos recalques em projetos de fundações (KENMOGNE *et al.*, 2015). Por isso algumas regras devem ser respeitadas:

a) O diâmetro do furo deve ser calibrado corretamente. Nesse caso, se o furo for muito maior que o diâmetro da sonda, o volume v_0 necessário para atingir a primeira leitura do ensaio será muito grande e o valor de p_L não será atingido durante o ensaio, uma vez que o valor p_L , por definição, exige que o volume da cavidade seja o dobro do seu volume inicial que pode ser escrito como $2v_0+v_c$. Tal fato pode implicar na necessidade de se injetar mais água no furo; tendo o reservatório do pressiómetro um volume determinado, isso não seria possível, além de que se corre o risco de romper a membrana da sonda. Os valores usuais para os furos bem calibrados ficam entre 200 e 300 cm^3 . O volume inicial da sonda (v_c) possui geralmente 550 cm^3 , significando que $2v_0+v_c$ está entre 950 cm^3 e 1150 cm^3 . Uma vez que o reservatório comporta até 1000 cm^3 , um furo mal calibrado não leva à pressão limite (p_L) (BAGUELIN *et al.*, 1978).

b) As paredes do furo devem estar tão intactas o máximo possível, pois a finalidade desse ensaio é medir o comportamento de um solo indeformado, mas *in situ*. Se as paredes não ficarem intactas, o solo estará amolgado entre a sonda e o solo natural indeformado, podendo afetar a curva do ensaio e, conseqüentemente, alterando o cálculo das propriedades do solo (BAGUELIN *et al.*, 1978).

A norma NF P 94-110-1 (1991) fornece uma tabela que relaciona os métodos corretos de perfuração para cada tipo de solo. Na ausência de ferramentas adequadas para a perfuração, cabe ao operador usar sua experiência ou basear-se no primeiro resultado obtido no campo, e assim adaptar a técnica e ferramenta ao solo (KENMOGNE *et al.*, 2015).

2.5.3. Pressões diferenciais

Na Figura 2.9 estão ilustradas as situações de diferença de pressões entre as células de guarda (infladas com gás) e a célula central (inflada com água), e seus efeitos na sonda.

A fim de obter um ensaio válido, a célula central deve estar em contato com o solo no seu comprimento total (caso 1). Quando a pressão é semelhante entre as células de guarda e central ou se ela é maior nas células de guarda, então a membrana central não será capaz de expandir e tocar o solo (caso 2). No caso contrário, sendo a pressão na célula central muito maior que na célula de guarda, tem-se um efeito nas extremidades da célula central, afetando o valor da expansão radial (caso 3). Conclui-se daí que, para proporcionar a condição do caso 1, deve-se manter uma pressão um pouco menor nas células de guarda comparada à pressão da célula central, utilizando-se um regulador diferencial de pressão (APAGEO, 2010). Para estimar o valor da pressão diferencial, é necessário medir a pressão necessária para obter completo preenchimento da membrana central. Isto pode ser realizado no ensaio de perda de pressão, na etapa de calibração. A resistência máxima de pressão da membrana padrão é 50 kPa (o que pode variar de 30 a 60 kPa, ou 0,3 a 0,6 bar), mas a experiência tem indicado adotar uma pressão de 100 kPa na elevação da sonda (APAGEO, 2010).

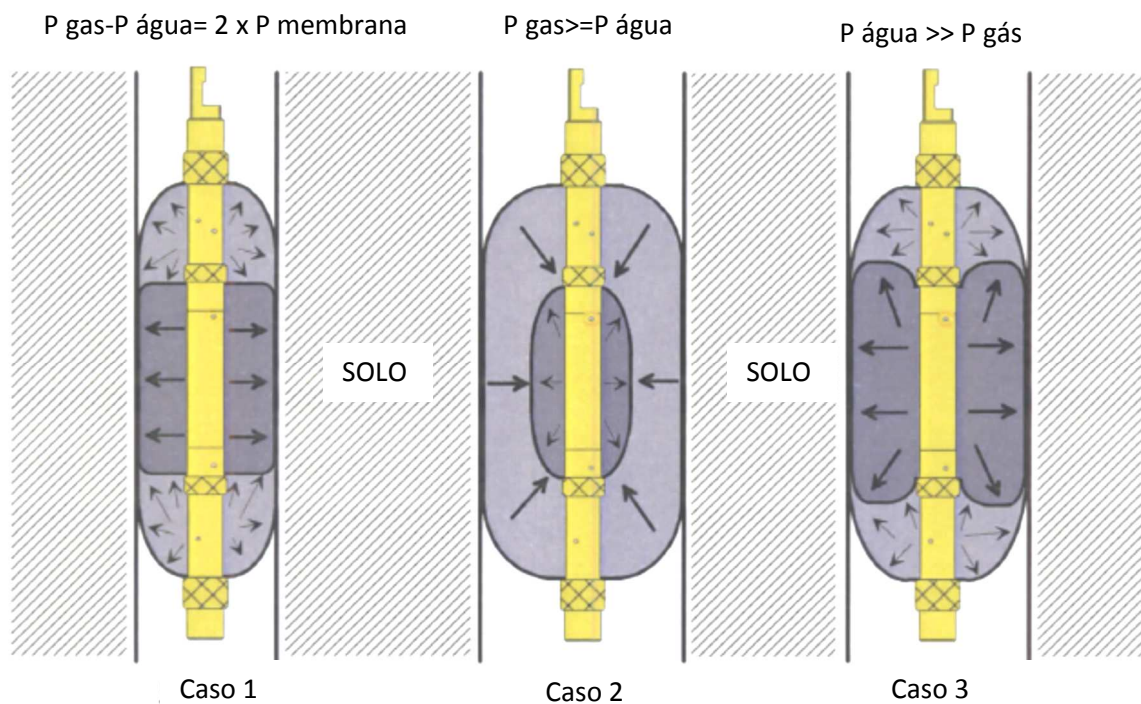


Figura 2.9: Diferenças de pressão entre células (APAGEO, 2010).

2.5.4. Pressões diferenciais na unidade de controle

Um outro fenômeno deve ser levado em conta: o aumento da pressão da água na célula central devido somente ao aumento da profundidade da sonda. Esta pressão somente depende

da altura do nível d'água ou, no caso do ensaio, a profundidade da sonda. Esta profundidade é medida entre o centro da unidade de controle e o centro da sonda. A Figura 2.10 mostra a situação.

Deve-se então ajustar, no nível da unidade de controle, a pressão diferencial entre água e ar, para manter 1 bar de diferença dentro da sonda, levando em conta a pressão hidrostática da água (APAGEO, 2010).

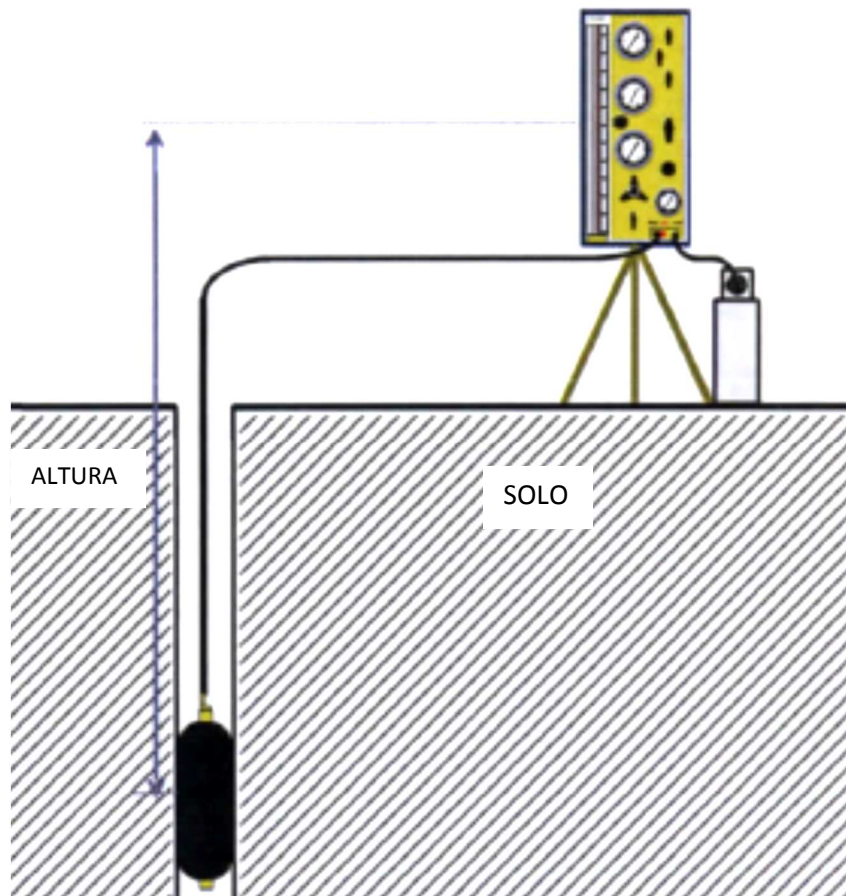


Figura 2.10: Medida do centro da unidade de controle até o centro da sonda (APAGEO, 2010).

2.5.5. Calibração

Os dados obtidos do ensaio pressiométrico de Ménard precisam de correção devido às perdas de volume e pressão. Este processo é constituído, essencialmente, por três tipos de correções: pressiométricas ou ensaio de perda de pressão, hidrostática, verificação da posição da sonda em relação à unidade de controle e volumétrica ou ensaio de perda de volume. A fim de realizar essas correções, são necessárias calibrações no equipamento a ser utilizado. Os

procedimentos aplicados são os ensaios de perda de pressão, realizados com a sonda ao ar livre e chamados também de inércia, e os ensaios de perda de volume, realizados com a sonda em tubo rígido.

A. *Ensaio de perda de pressão*

A capa de borracha que cobre a sonda apresenta uma resistência que aumenta com a expansão. O valor desta resistência é subtraído dos valores de pressão adquiridos durante o ensaio, para cada valor de volume de expansão. Este ensaio de perda de pressão é realizado da seguinte maneira: a sonda é posicionada ao lado do pressiômetro, ao ar livre, sendo na sequência gradualmente com aumento de pressão, como se fosse um ensaio normal, traçando-se a curva volume *versus* pressão, como mostra a Figura 2.11 (APAGEO, 2010).

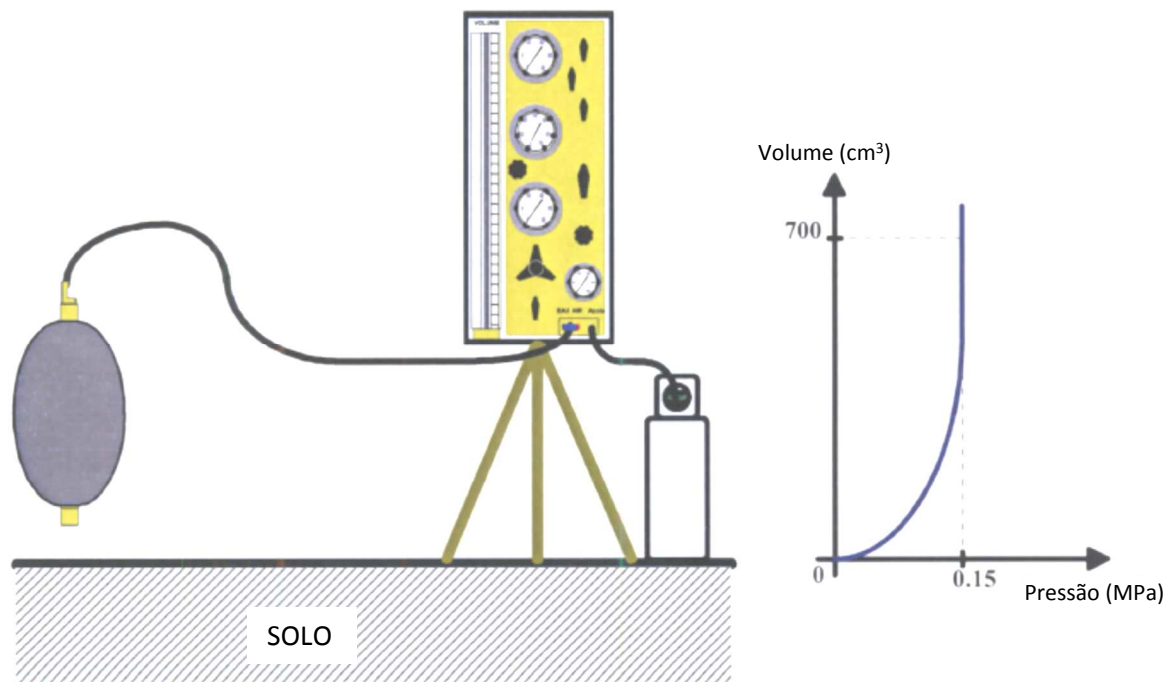


Figura 2.11: Ensaio de calibração por perda de pressão (APAGEO, 2010).

O ensaio por perda de pressão, segundo consta na norma ISO/DIS 22476-4, segue os seguintes passos:

- A sonda deve estar equipada apenas com a membrana da célula central, conectada à um seguimento de tubulações coaxiais de no máximo 2 m de comprimento e mantida na posição vertical;

- Esse sistema deve ser purgado (sangrado) para retirar as bolhas de ar e, posteriormente, a membrana deve ser inflada 3 vezes com a injeção de um volume de líquido igual a 700 cm^3 ;
- Para essa operação a unidade de pressurização deverá conectar-se à unidade de aquisição de dados e preparada para receber pelo menos 10 kPa. O equipamento que mede o volume deverá estar “zerado”, trazendo o centro da célula de medição para o nível do medidor de pressão (válvula);
- A membrana deve ser inflada com incrementos (Δ_p) de 10 kPa e cada patamar deve ser mantido por 60 segundos. O volume líquido (V_{60}) medido nesses 60 segundos será usado para produzir a curva $V_{60}=f(p)$; e
- A perda de pressão da membrana (p_m) é dada pela pressão na qual o volume líquido injetado na célula é igual a 700 cm^3 .

B. Ensaio de perda de volume

Uma pequena expansão no cabo condutor de água, devido ao aumento da pressão, é lido em acréscimo no valor de mudança volumétrica na cavidade do solo, resultando numa medida um pouco maior que a real. Para isso, é necessário fazer a calibração para medir o enchimento desse condutor sozinho, com incrementos de pressão, a fim de reduzir esse valor dos resultados do ensaio. A Figura 2.12 ilustra o ensaio (APAGEO, 2010).

O ensaio de perda de volume é realizado da seguinte maneira: a sonda é introduzida em um tubo rígido de aço e infla-se em seguida, possibilitando a construção da curva volume *versus* pressão, que irá indicar essa perda de volume (APAGEO, 2010).

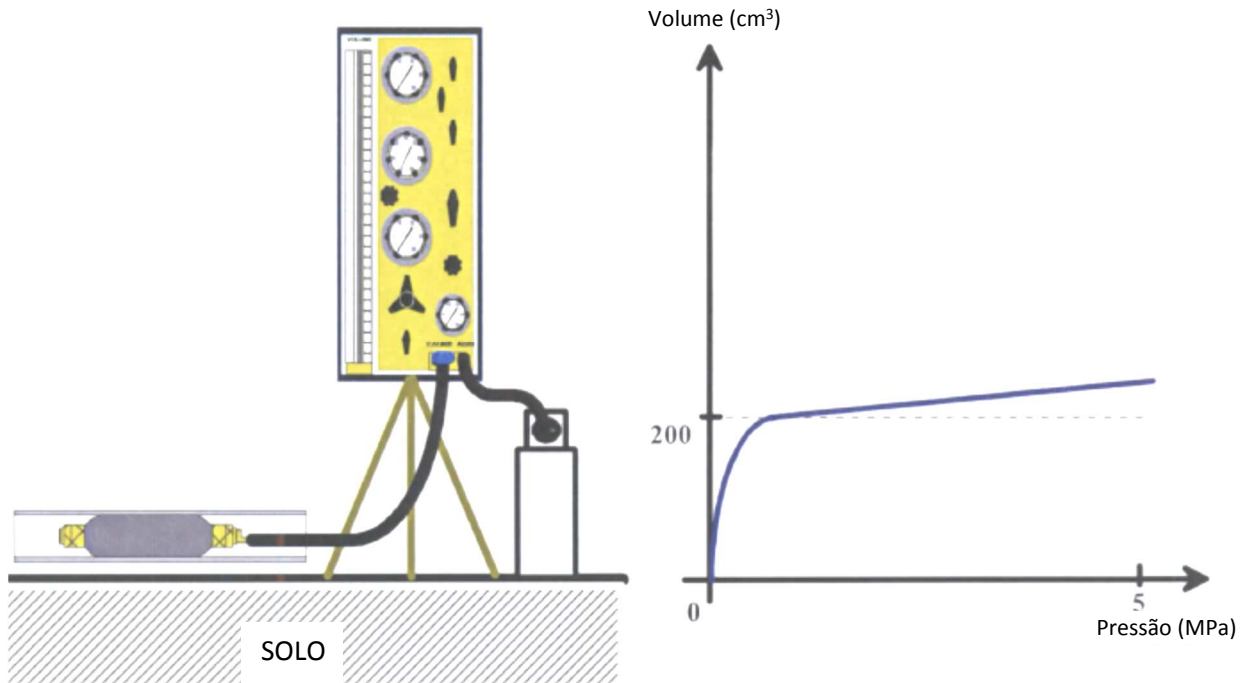


Figura 2.12: Ensaio de calibração por perda de volume (APAGEO, 2010).

2.6. Execução do ensaio

Após a calibração do equipamento, procede-se à realização do ensaio pressiométrico, sendo a profundidade ou cota deste correspondente à profundidade no meio da sonda. Durante o ensaio e como referido na calibração da membrana, a sonda pode ser expandida em séries de incrementos de igual pressão (método A) ou de igual volume (método B). No caso de se utilizar o método A, torna-se necessário antecipar a pressão máxima que o solo a ensaiar pode suportar, que pode ser estimada. Os incrementos de pressão deverão ser todos iguais, sendo o seu valor de sensivelmente um dez avos (1/10) do valor estimado para a máxima pressão aplicável ao solo. Cada incremento de pressão (Δ_p) é aplicado durante 1 minuto, além do tempo necessário para que ele atinja o patamar de pressão pretendido, o que significa que teoricamente o ensaio estaria concluído ao fim de aproximadamente 10 minutos. Na realidade, verifica-se que a pressão máxima do solo é atingida entre os 7 e 14 incrementos. As leituras do volume injetado, correspondentes a cada Δ_p , deverão ser efetuadas aos 30 segundos V_{30} e 60 segundos V_{60} (1 minuto). Destas leituras resultarão dois gráficos, em que um deles traduz a relação entre a pressão aplicada e o volume final injetado V_{60} , e o outro traduz a relação entre a pressão e a diferença de volume registada entre os 60 e 30 segundos ($V_{60}-V_{30}$). Deste último gráfico, o que

indica a evolução de $V_{60} - V_{30}$ com o nível de pressão, é possível retirar o valor de pressão para o qual o solo entra em cedência p_y , que tem início quando a curva sofre um aumento significativo de $V_{60} - V_{30}$ (ponto A). No caso do método B, os incrementos de volume são iguais a um quarenta avos de V_0 ($V_0/40$), sendo o tempo de aplicação de cada patamar de volume de 15 segundos, além do tempo necessário para que seja atingido o volume pretendido. Para cada incremento de volume, faz-se a leitura da pressão correspondente ao fim dos 15 segundos p_{15} e, com estes valores, traça-se a curva que traduz a evolução do volume injetado com a pressão. A sonda atinge o dobro do seu volume inicial após 40 incrementos de volume, ou seja, passados aproximadamente 10 minutos ($40 \times 15 \text{ s} = 600 \text{ s}$) (SILVA, 2001).

Alguns autores ainda propõem melhorias nos procedimentos dos ensaios pressiométricos, como Iskander (2016), que estudou um procedimento para ter um ensaio pressiométrico com duração reduzida, preocupado com a longa duração que o ensaio pressiométrico apresenta em campo quando se compara a outros ensaios de campo.

2.6.1. Curva pressiométrica

A curva pressiométrica é a representação gráfica do registro de volume injetado a cada 60 segundos (V_{60}) versus a pressão aplicada. Essa curva inicial necessita ser corrigida após a obtenção das curvas de calibração da sonda, que são realizadas uma vez em tubo rígido e outra ao ar livre, chamadas respectivamente de calibração por volume e por pressão, ou inércia. Às pressões obtidas no ensaio desconta-se as pressões obtidas nas curvas de calibração, sendo que a calibração por perda de pressão visa descontar as perdas de pressão imputadas pela borracha da sonda, e a curva de calibração por volume visa descontar das pressões obtidas no ensaio a influência da resistência oferecida pelas mangueiras do sistema. Sendo assim, é possível se desconsiderar as perdas de volume e de pressão no sistema. Essa curva corrigida se divide em três partes: o trecho inicial, onde a sonda infla sem tocar o solo; o trecho pseudo-elástico, onde o solo se deforma contra a pressão da sonda sendo inflada; e o trecho onde ocorrem grandes deslocamentos do solo, em resposta ao incremento de volume na sonda, como mostram as Figuras 2.13 e 2.14. Uma boa indicação da qualidade do furo é dada pelo formato da curva pressiométrica obtida no ensaio. Somente ensaios com trechos de curvas bem definidos podem

ser considerados passíveis de interpretação para a obtenção de parâmetros geotécnicos (BRIAUD, 1992).

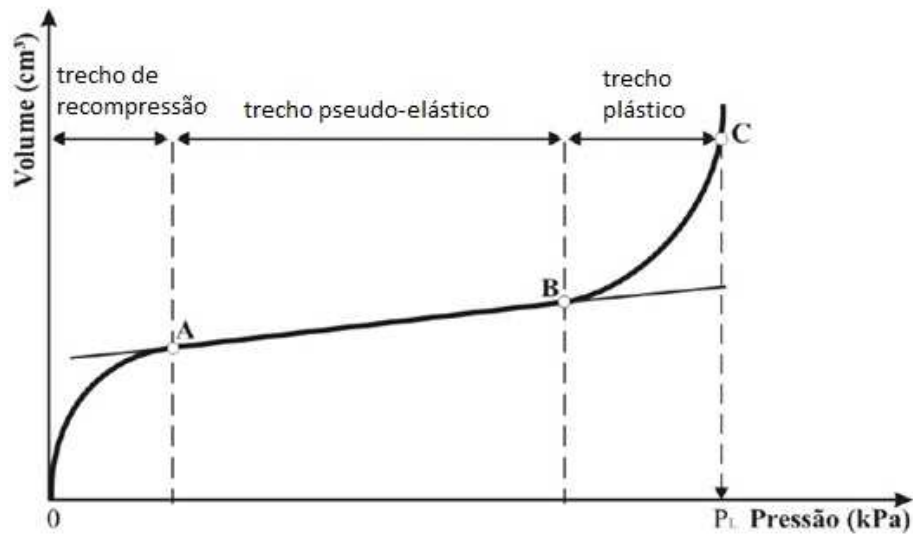


Figura 2.13: Proposta europeia de correção (DOURADO, 2005).

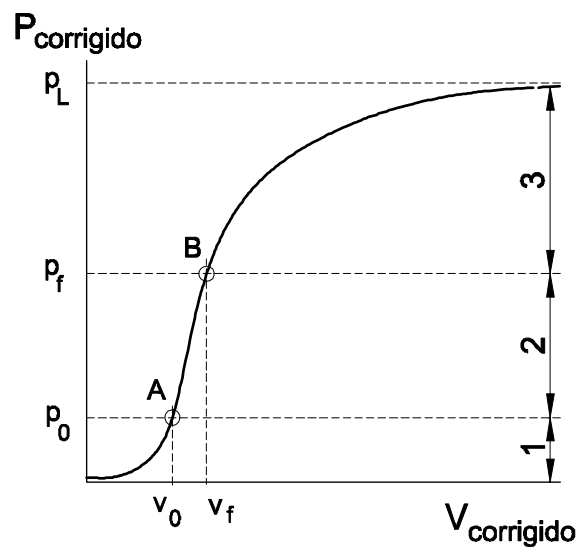


Figura 2.14: Proposta americana de correção (OLIVA, 2009).

2.6.2. Parâmetros do ensaio

Através da análise das curvas obtidas em cada ensaio, dois parâmetros principais caracterizam cada camada de solo: o módulo pressiométrico ou módulo Ménard, dado por E_M ; e a pressão limite, dada por p_L que, por convenção, é obtida quando o volume da cavidade expandida dobra. A determinação de p_L requer uma simples operação gráfica, contudo E_M deve

ser derivado da equação da expansão de uma cavidade cilíndrica infinita, em um meio elástico, como produto do módulo de cisalhamento G , obtido da deformação do ensaio pressiométrico, como apresentado no Eurocode EN 1997-2, 2006, em seu anexo E (GAMBIN E FRANK, 2009).

Após as correções, através dos valores de pressão-volume obtidos, traça-se a curva pressiométrica e determinam-se por via gráfica as seguintes grandezas características:

- Pressão inicial e volume inicial (p_0, v_0);
- Pressão de Fluência e Volume de Fluência (p_f, v_f);
- Pressão Limite e Volume Limite (p_L, v_L); e
- Módulo Pressiométrico de Ménard (E_M).

a) Pressão inicial (p_0 ou p_1) – A pressão inicial corresponde à pressão necessária para a sonda entrar em contato com as paredes do furo, não devendo ser confundida com a tensão inicial horizontal. O ponto de coordenadas p_0, v_0 indica o início de um traço retilíneo (fase de comportamento pseudo-elástico) da curva pressiométrica assim como mostra a Figura 2.15 (CESTARI,1990) .

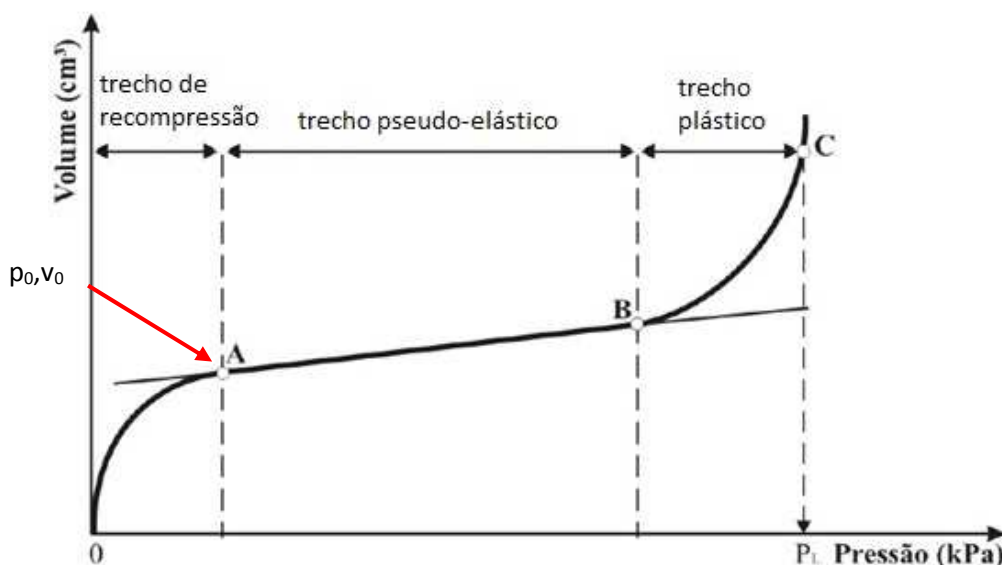


Figura 2.15: Ponto p_0 e v_0 indica o início do comportamento pseudo-elástico (CESTARI,1990).

b) Pressão de fluência (p_f) ou creep – A pressão de fluência corresponde ao ponto final da fase pseudo-elástica na curva pressiométrica, ou seja, ao início de ruptura do solo, como indica a Figura 2.16, sendo determinada por método gráfico. O valor de p_f é retirado da curva de fluência, que é obtida no gráfico de variação de volume ocorrido entre as leituras de 30s e 60s versus a pressão aplicada, como mostra a Figura 2.17. Entre p_0 e p_f encontra-se a fase pseudo-elástica, devendo-se ao fato de, nesta fase, as deformações serem quase totalmente recuperáveis. Entre estes valores, as variações de volume ao longo de cada patamar são quase nulas (entre 0 e 1). Sendo assim, obtém-se uma deformação constante a uma carga constante (CESTARI,1990). A partir desse ponto o material escoa, apresentando comportamento totalmente plástico com grandes deformações. Esse parâmetro permite avaliar a qualidade do ensaio e permite a determinação de outros parâmetros correlatos do ensaio (BRIAUD, 1992).

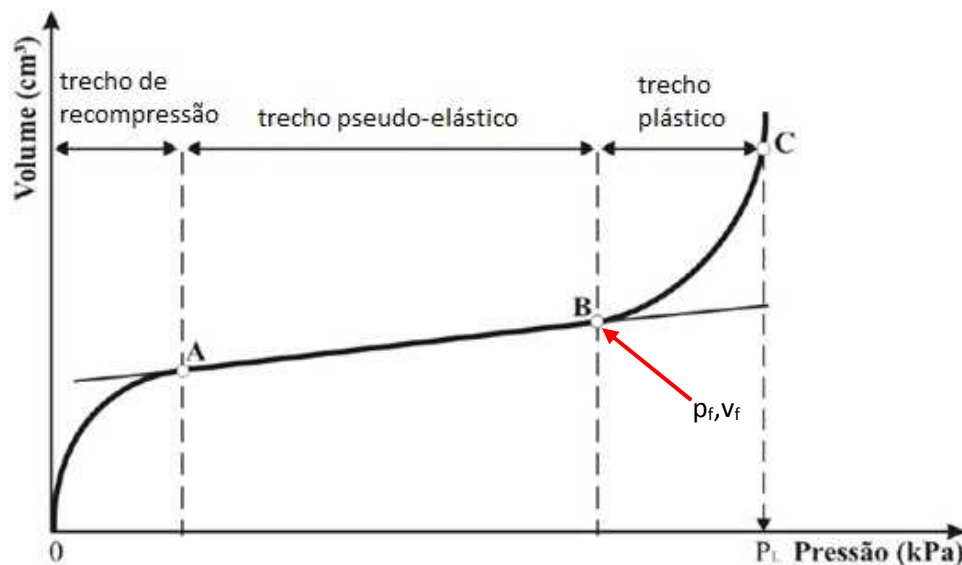


Figura 2.16: Ponto p_f e v_f indica o início do comportamento plástico (CESTARI,1990).

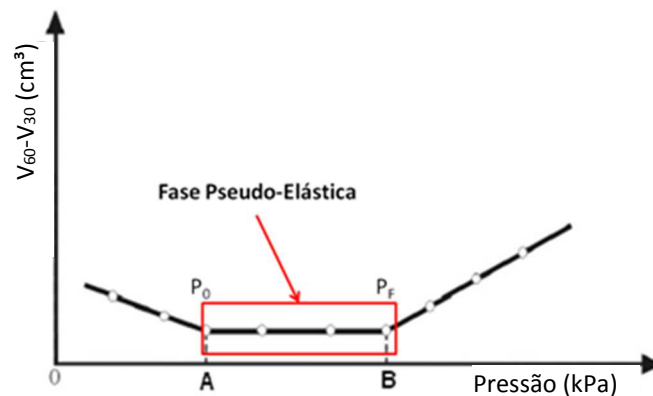


Figura 2.17: Curva de fluência para determinar p_0 e p_f (CESTARI,1990).

c) Pressão limite (p_L) – É um dos parâmetros mais importantes do ensaio pressiométrico. A pressão limite é definida como a pressão alcançada para conseguir a expansão infinita de um cilindro. Como essa não pode ser alcançada durante o ensaio, é definida como a pressão alcançada quando o volume da cavidade tiver duas vezes o seu tamanho inicial ($\Delta V/V=1$), como indica a Figura 2.18 (BRIAUD, 1992), situação em que o solo atinge a deformação que corresponde ao volume $v_L = v_s + 2v_i$, onde v_s é o volume inicial da célula central e v_i é o volume do início do trecho pseudo-elástico. No entanto, frequentemente o valor desta pressão limite não é atingido, sendo a sua determinação realizada através de extrapolação (BOSCH *et al.*, 1997). É necessário extrapolar o valor da pressão limite através da curva pressiométrica e, para tal, existem vários métodos. A pressão limite pode ser influenciada pelo formato da curva pressiométrica, a quantidade ou duração dos incrementos de pressão, e a metodologia de perfuração do pré-furo. O módulo de Ménard pode ser influenciado pelo diâmetro do pré-furo e pela qualidade das paredes do mesmo (KENMOGNE *et al.*, 2015).

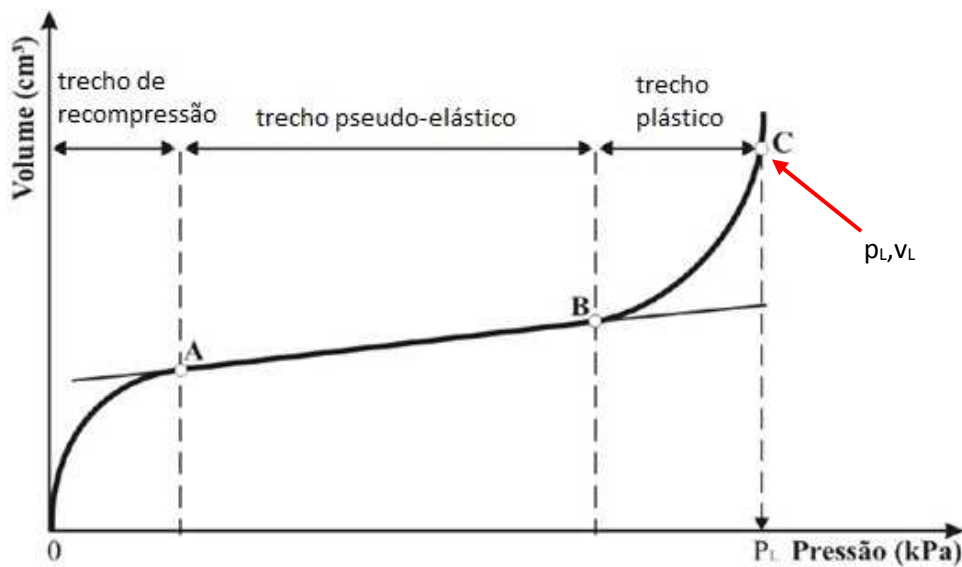


Figura 2.18: Ponto p_L e v_L na curva pressiométrica (CESTARI,1990).

Numa cavidade que se expande, a pressão limite corresponde a uma deformação infinita (ruptura), que pode ser determinada diretamente através da curva pressiométrica corrigida, como a abcissa da assíntota da curva na fase plástica, conforme Figura 2.19 (CESTARI,1990). Quando necessário, utiliza-se um gráfico em escala semi-logarítmica, relacionando o logaritmo do volume e a pressão. Com pelo menos três pontos da fase plástica, traça-se uma reta cujo prolongamento até à ordenada equivale ao dobro do volume inicial da célula de medida, indicando o valor da pressão limite (CESTARI,1990).

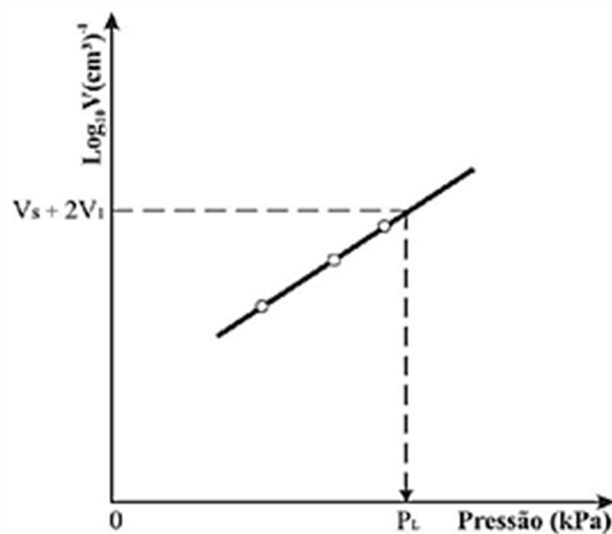


Figura 2.19: Curva pressiométrica corrigida (CESTARI,1990).

Considerando uma escala logarítmica a expansão da cavidade é dada por:

$$\log_e = \Delta V/V$$

Onde:

Δv = incremento de volume da cavidade por efeito da expansão;

v_s = volume inicial da sonda (à pressão atmosférica);

v_0 = volume necessário para expandir a sonda até as paredes do furo; e

V = volume da cavidade ($\Delta v + (v_0 + v_i)$).

A pressão limite corresponde, na curva pressiométrica, ao valor onde $\Delta v/v = 1$ e na prática é habitualmente calculada através do Método de Ménard.

Por convenção, a pressão limite (p_L) é aquela que corresponde ao volume limite (v_L) a partir do qual se atinge o dobro do volume inicial. Assim o volume limite é expresso por:

$$v_L = v_s + 2v_0$$

A pressão limite efetiva (p_{L^*}) é um parâmetro relativo à resistência do solo e é definida, tendo em conta a tensão horizontal de repouso do solo e a pressão limite, segundo a equação seguinte:

$$p_L^* = p_L - \sigma_{h0}$$

d) Módulo pressiométrico (E_M) – Parâmetro característico do ensaio pressiométrico que permite a determinação do módulo de deformabilidade (E) do solo. Pode ser determinado, de acordo com a membrana utilizada, segundo a norma ISO/DIS 22476-4 (2009), para membranas flexíveis da seguinte forma:

$$E_M = 2 * (1+\nu) * \left[V_c + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] * \left(\frac{P_1 + P_2}{V_2 + V_1} \right) \quad [1]$$

Onde o coeficiente de poisson ν é 0,33 V_c é o volume da sonda, V_1 é o volume inicial V_2 é o volume final do ensaio p_1 é a pressão inicial do trecho pseudo-elástico p_2 é a pressão final do trecho pseudo-elástico.

Para interpretar o ensaio pressiométrico, considera-se um comportamento drenado aos solos arenosos e um comportamento não-drenado aos solos argilosos. Porém, no caso de solos com baixa permeabilidade tais como argilas e siltes, é possível realizar ensaios drenados, desde que os incrementos de pressão sejam pequenos (OLIVA, 2009).

Além dos dados obtidos diretamente no ensaio pressiométrico, é possível fazer correlações que possibilitam outros parâmetros necessários para projetos geotécnicos, tais como: tensão horizontal em repouso (σ_{h0}), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulo de deformabilidade do solo (E), coesão não drenada (S_u) e ângulo de atrito efetivo interno (ϕ'). Também pode ser abordada uma forma de avaliar o tipo de solo por parâmetros pressiométricos obtidos.

2.6.3. Tensão horizontal no repouso - σ_{h0}

Conceitualmente a pressão p_0 corresponderia à tensão horizontal no repouso, que é encontrada na parte inicial da curva pressiométrica, próxima ao ponto A da Figura 2.20, no ponto de máxima curvatura, mas só é possível de ser identificada quando o furo é bem executado (DOURADO, 2005).

Existem outras formas empíricas de se determinar o valor de σ_{h0} , sendo uma delas é através da curva de fluência que pode ser traçada. Nessa curva, o ponto que representa a transição da fase de recompressão para a fase elástica, ou seja, quando a curva atinge seu limite mínimo estável, é σ_{h0} . Esse é o método pela pressão de fluência apresentado por Dourado (2005).

Dos métodos que podem ser aplicados aos pressiômetros em pré-furo, Clarke (1995) apresenta dois deles, que são baseados em tensões cisalhantes. Mas tais métodos indicam limitações ligadas à dificuldade de determinar a pressão de fluência (p_f) em solos que não sejam argilas com comportamento plástico linear e que em outros materiais se mostra às vezes subestimada nesse tipo de pressiômetro.

O método gráfico apresentado por Briaud (1992) fornece o valor de σ_{h0} através da plotagem de uma curva P vs $\Delta R/R_0$ e dessa curva determina-se o ponto A (ponto de máxima curvatura) como mostra a Figura 2.21. Argumenta-se que σ_{h0} é a pressão correspondente (no eixo das ordenadas) à esse ponto A. A ressalva feita em relação à esse método é que a determinação de σ_{h0} só é possível com furos escavados adequadamente para a execução do ensaio pressiométrico, como dito anteriormente.

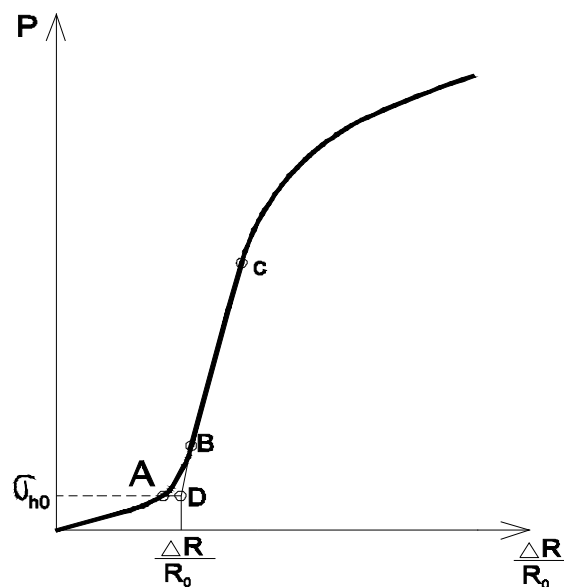


Figura 2.20: Curva P x $\Delta R/R_0$ para determinação de σ_{h0} (BRIAUD, 1992).

Podemos apresentar ainda o método de Brandt de 1978 citado em Dourado (2005), que utiliza a curva pressiométrica corrigida, como apresentado nas Figuras 2.13.e 2.14. A partir da curva, traça-se uma reta passando pelo trecho de recompressão tangenciando o ponto de máxima curvatura e outra pelo trecho linear elástico como mostra a Figura 2.21. O ponto de cruzamento das retas permite determinar o valor de σ_{h0} .

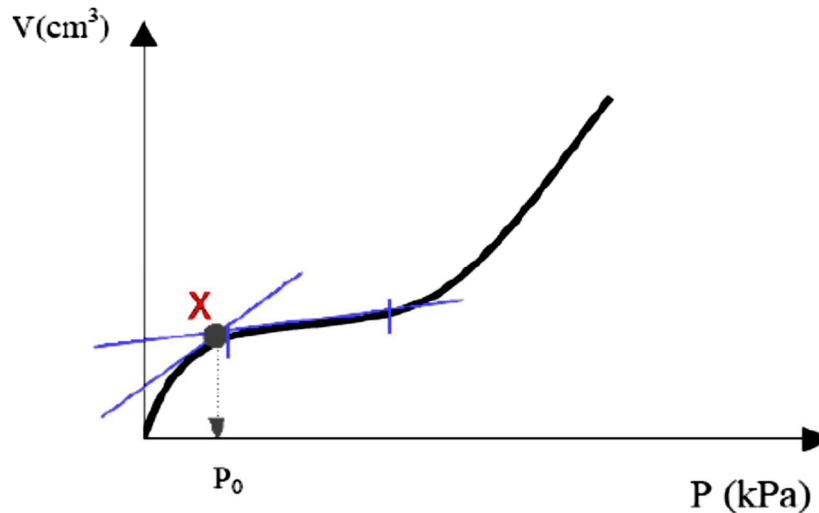


Figura 2.21: Método de Brandt para obtenção de p_0 (OLIVA, 2009).

Embora tenham indicados métodos para a obtenção de σ_{h0} , Baguelin *et al.* (1978) e Clarke (1995) consideram que o pressiómetro auto perfurante seja o melhor equipamento para fazer essa determinação. No pressiómetro de Ménard esse valor é considerado subjetivo, pois a tensão horizontal em repouso deveria ser aquela corespondente ao ponto em que a sonda encostaria nas paredes do furo e, ao realizar o pré-furo, essa sensibilidade é perdida, pois o alívio de tensão que a parede do furo sofre é desconhecida (DOURADO, 2005). Adicionalmente, o valor de p_0 é difícil de ser determinado, visto que na fase inicial do ensaio existem poucos pontos para a definição da curva (OLIVA, 2009).

2.6.4. Coeficiente de empuxo no repouso (K_0)

No início da utilização do ensaio pressiométrico, pensava-se que o parâmetro K_0 poderia ser derivado da pressão p_{0M} no início do trecho reto da curva do ensaio, porém esse método foi abandonado quando descobriu-se que o valor de p_{0M} é função da forma de execução do furo e de quantas recompressões subsequentes a parede sofreu (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Para determinar K_0 , Briaud (1992) considera que σ_{h0} obtido pelo método apresentado no item anterior pode ser utilizado, assumindo que o valor do coeficiente de empuxo no repouso pode ser obtido do trecho inicial da curva pressiométrica indicada acima, pois se relaciona com σ_{h0} e considera a determinação desse parâmetro por meio da seguinte equação:

$$K_0 = \left(\frac{\sigma_{h0} + u_0}{\sigma_{v0} + u_0} \right) \quad [2]$$

Onde aplica-se o valor de σ_{h0} obtido no item anterior, u_0 é medido na posição (cota) do ensaio e σ_{v0} e também é medido na profundidade do ponto ensaiado.

2.6.5. Coesão não drenada (S_u ou c_u)

Existem várias maneiras de se obter a coesão não drenada de um solo coesivo por meio de ensaios pressiométricos. O mais comum, quando se pretende obter a coesão não drenada (S_u), a partir de ensaios pressiométrico em pré-furo, segundo Clarke (1995), é se utilizar métodos empíricos. Porém, existe o método da pressão limite, o método da pressão de fluência entre outros.

O método da pressão limite, apesar de ser recomendável para argilas perfeitamente plásticas, apresenta uma equação ainda razoável, utilizando o índice de rigidez (G/S_u):

$$p_L = \sigma_{h0} + S_u \left(1 + \ln \frac{G}{S_u} \right) \quad [3]$$

Porém, essa equação pode ser reescrita como:

$$S_u = \frac{p_{L*}}{\beta} \quad [4]$$

$$p_{L*} = p_L - \sigma_{h0} \quad [4a]$$

Ménard, em 1970, propôs que β fosse adotado como 5,5, mas a razão módulo cisalhante (G) sobre a coesão não drenada (S_u) leva a valores de β variando de 5,6 a 7,4, dependendo do tipo de solo, tendo como valor médio 6,5 (BRIAUD, 1992). Clarke (1995) fala em valores para β variando entre 6,2 e 7,6. No caso da impossibilidade em se estimar o valor de σ_{h0} , Oliva (2009) recomenda que se utilize o valor de p_0 estimado do ensaio.

Baguelin *et al.* (1978) discutem sobre a validade do parâmetro S_u quando obtido pelo pressiômetro em pré-furo, uma vez que o pressiômetro auto perfurante fornece dados muito melhores, e também pela dificuldade de determinação de p_0 , que influencia diretamente o valor de p_L . Visando apresentar um método para o pressiômetro como o de Ménard, o autor sugere β igual a 5,5 para valores de p_L abaixo de 45 psi (300 kPa), β igual a 8 para valores médios de p_L e β igual a 15 para valores altos de p_L .

É possível se obter S_u a partir da pressão de fluência, porém Briaud (1992) desaconselha o uso desse método, pois na maioria dos casos fornece um valor de coesão não drenada superior ao real, devendo-se esse fato à pouca confiabilidade do parâmetro p_f , pois pode ser subestimado (OLIVA, 2009).

Estudos realizados por Baguelin *et al.* (1978) levam Briaud (1992) a recomendar a expressão abaixo, onde, p_a é a pressão atmosférica:

$$\frac{S_u}{p_a} = 0,2 \left(\frac{p_{L^*}}{p_a} \right)^{0,75} \quad [5]$$

Abaixo é apresentada a proposta de Amar & Jézéquel (1972) em Baguelin *et al.* (1978):

$$S_u = \frac{p_{L^*}}{10} + 25 \text{ kPa} \quad [6]$$

Clarke (1995), por considerar que o mais adequado é adotar métodos empíricos para pressiômetros como o de Ménard, apresenta na Tabela 2.2 uma lista das relações empíricas entre a coesão não-drenada (S_u) e a pressão limite (p_{L^*}) obtida no ensaio pressiométrico em pré-furo.

Tabela 2.2: Relações empíricas entre S_u e pressão limite p_{L^*} (modificado de CLARKE, 1995).

S_u (kPa)	Tipo de argila	Referência
$(p_{L^*}-\sigma_h)/k$	K= 2 a 5	Ménard (1957)
$(p_{L^*}-\sigma_h)/5,5$	mole a média	Cassan (1972), Amar e Jézéquel (1972)
$(p_{L^*}-\sigma_h)/8,0$	média a rija	
$(p_{L^*}-\sigma_h)/15,0$	rija a muito rija	
$(p_{L^*}-\sigma_h)/6,8$	rija a muito rija	Marslan e Randolph (1977)
$(p_{L^*}-\sigma_h)/5,1$	todas	Lukas e LeClerc de Bussy (1976)
$(p_{L^*}-\sigma_h)/10+25$	todas	Amar e Jézéquel (1972)
$(p_{L^*}-\sigma_h)/10+25$	rija	Martin e Drahos (1986)
$(p_{L^*}/10)+25$	mole a rija	Johnson (1986)

2.6.6. Ângulo de atrito efetivo (ϕ')

Embora existam vários caminhos para se obter o ângulo de atrito efetivo (ϕ') através do ensaio pressiométrico, nenhum é muito satisfatório. Existe o método da pressão de fluência, o método da pressão limite e também as correlações empíricas, bem como o método de Hughes-Wroth-Windle (BRIAUD, 1992).

O método da pressão de fluência não é utilizado, pois é muito difícil determinar p_r com precisão suficiente para valores razoáveis de ϕ' . O método da pressão limite também apresenta algumas dificuldades em sua utilização. Já o método de Hughes-Wroth-Windle foi desenvolvido para pressiômetros auto perfurantes (BRIAUD, 1992).

Ainda não há uma forma teórica de converter os resultados do ensaio pressiométrico em parâmetros de tensões efetivas para ϕ' e c' , devido principalmente a efeitos de descarregamento no pré-furo, perturbações e deformações e também mudanças de volume (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Os dois métodos mais amplamente disseminados são o do Centre d' Etudes Ménard de 1970 (equação 7) e a versão apresentada por Muller em 1970 (equação 8) e o método de

Calhoon, gráfico apresentado na Figura 2.22 (BAGUELIN *et al.*, 1978). Para a equação 7, b é igual a 1,8 para areias úmidas, 3,5 para areias secas e 2,5 como valor médio.

$$p_{L*} = b \times 2^{(\phi'-24)/4} \quad [7]$$

Baguelin *et al.* (1978) apresentam a equação com o valor médio de b atribuído com o método desenvolvido pelo Centre d'Etudes Ménard, correspondente ao gráfico da Figura 2.22:

$$p_{L*} = 2,5 \times 2^{(\phi'-24)/4} \quad [8]$$

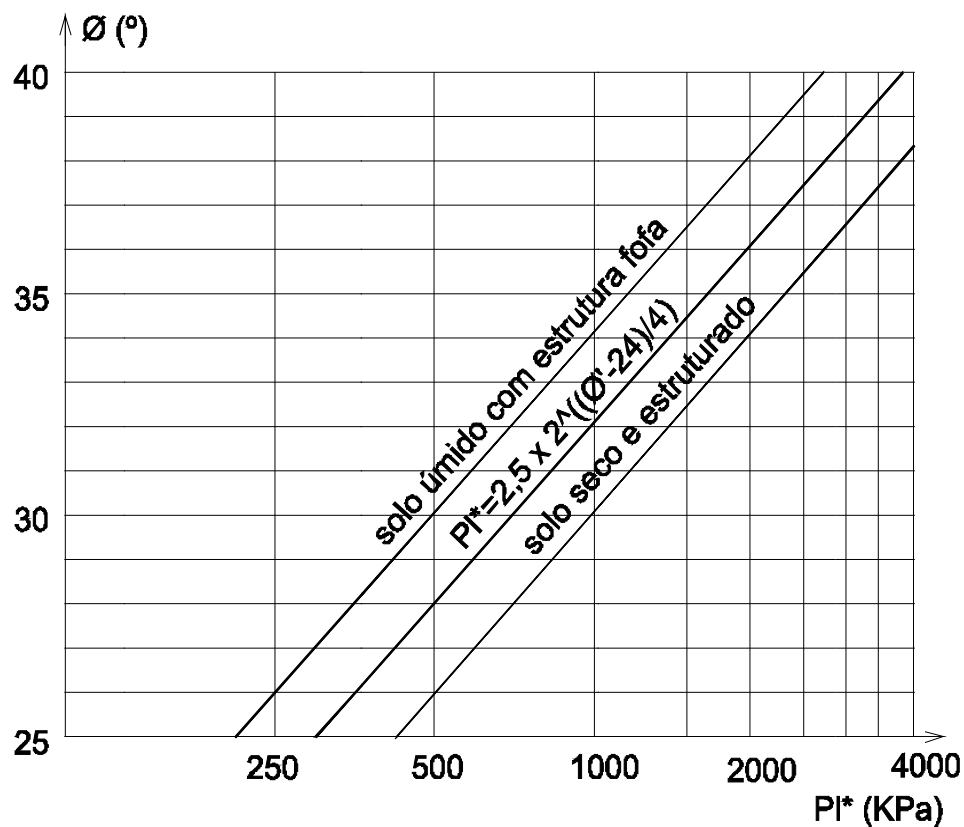


Figura 2.22: Gráfico de MÉNARD (1970) para determinar ϕ' a partir do p_{L*} (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Calhoon (1970) em Baguelin *et al.* (1978) propôs um método empírico de deduzir ϕ' do ensaio pressiométrico de Ménard através de E_M e p_L , segundo o ábaco da Figura 2.23 abaixo, que foi originariamente criado por Rochette e Broise.

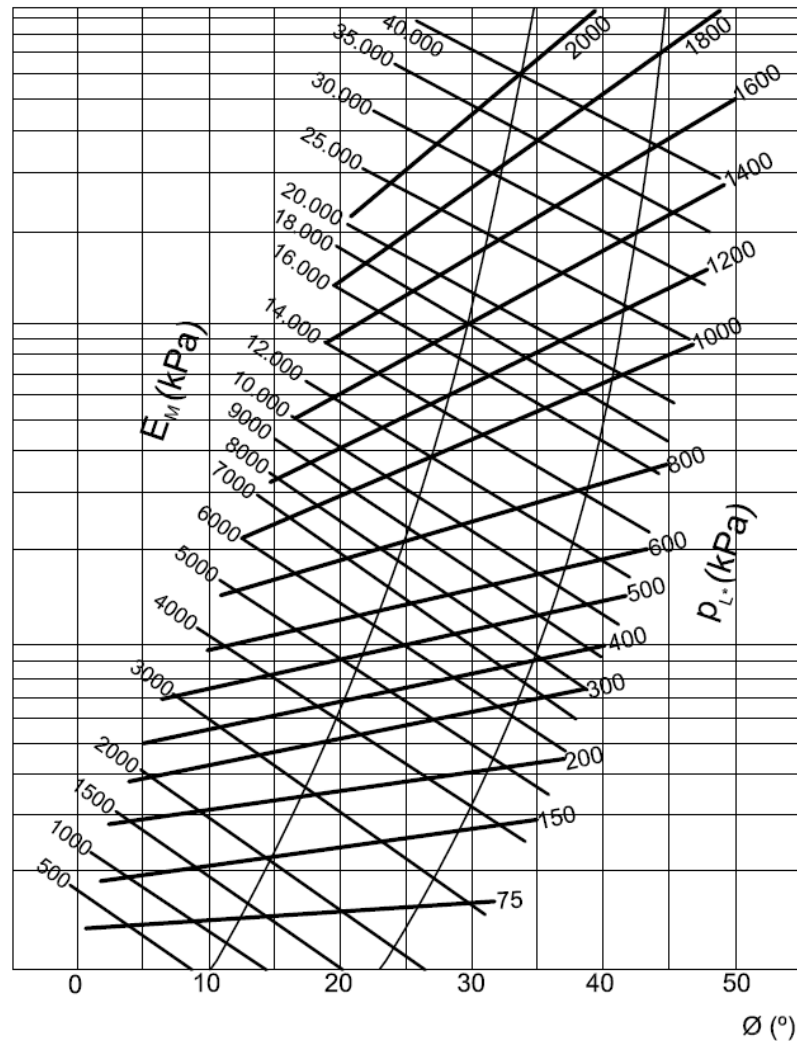


Figura 2.23: Ábaco proposto por CALHOON (1970) para determinação de ϕ a partir de E_M e p_L (BAGUELIN *et al*, 1978).

Dados desenvolvidos por Hendron & Obricjan (1963), em solos granulares, indicam que K_0 atinge valores de até $1 - \text{sen } \phi'$ para solos sobre adensados. Soluções numéricas em ensaios de campo indicaram que a série de cálculos feitos, assumindo-se valores para o ângulo de atrito, geraram uma curva que pode ser usada como típica para muitos casos. Deformações plásticas ao redor da sonda foram considerados nulos (WINTER e RODRIGUEZ, 1975).

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad [9]$$

Mair & Wood (1987) não recomendam o uso de pressiômetros de pré-furo para avaliar ângulo de atrito, devido ao grande distúrbio ocorrido no solo ao se executar o pré-furo.

2.6.7. Módulo de deformabilidade (E)

A partir do módulo pressiométrico (E_M) é possível estimar o módulo de deformabilidade ou módulo de Young (E). Admite-se que seu valor estimado corresponda a 25 ou 30% da tensão de ruptura (OLIVA, 2009).

Para obter o valor de E Baguelin *et al.* (1978) citam a Tabela 2.3, desenvolvida pelo o *Centre d' Etudes Ménard* para obtenção dos valores α para determinar o módulo de Young, ou módulo de deformabilidade (E) dividindo o módulo de Ménard (E_M) por esse valor α .

$$E = E_M / \alpha \quad [10]$$

Tabela 2.3: Valores α (Modificado de BAGUELIN *et al.*, 1978).

Tipo de solo	Turfa		Argila		Silte		Areia		Areia e pedregulho	
	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α
Sobre adensado			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalmente adensado		1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Úmido e remoldado			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4

Em seu trabalho Silva *et al.* (2016) estudaram E_M para solos residuais de gnaiss e concluíram que, tanto para solos jovens como para solos maduros, E_M cresceu com a profundidade, embora para solos jovens esse comportamento não seja obvio. Uma pequena redução de E_M foi notada para solos residuais jovens em camadas mais profundas, mas no geral os valores de deformabilidade foram maiores nos solos residuais jovens do que nos maduros. É possível prever um crescimento do módulo E_M com a profundidade para solos residuais maduros; já para solos residuais jovens E_M é mais constante ao longo do perfil. Ficou claro que a determinação da deformabilidade em solos residuais de gnaiss deve ser baseada em estudos específicos, antes de ser aplicada como parâmetro de projeto. Sendo assim, é necessário um estudo mais detalhado na determinação de E_M para solos residuais metamórficos para tentar estabelecer uma gama de valores para esse parâmetro.

2.7. Aplicação em projetos de fundações

O Pressiômetro de Ménard é provavelmente o instrumento que melhor modela o comportamento do solo ao redor da estaca (BAGUELIN *et al.*, 1978). É particularmente adequado para analisar capacidade axial em estacas, recalques e comportamento das estacas submetidas à carregamentos laterais (GAMBIN E FRANK, 2009).

A teoria, segundo Prandtl, usando S_u' e ϕ' para avaliar capacidade carga fundações diretas (sapatas), é reconhecida somente como aproximada, uma vez que, em termos da teoria de Rankine, o solo é tomado como um material de comportamento rígido-plástico. A resposta do solo no ensaio pressiométrico se comporta de maneira mais condizente com a maneira com que o solo reage ao carregamento de uma fundação profunda, um fato observado por muitos pesquisadores (GAMBIN E FRANK, 2009).

Então, para estimar o suporte do solo na base da sapata utilizando-se S_u' e ϕ' tem-se bons resultados, mas uma vez que a capacidade de carga é diretamente proporcional às dimensões da sapata, será a estimativa de recalque que fornecerá o valor da capacidade de tensão em serviço, especialmente em areias (GAMBIN E FRANK, 2009). Quando fundações profundas precisam ser projetadas, a teoria convencional não permite modelar a ruptura real do solo abaixo da ponta da estaca. O solo ao redor da ponta está num estado plástico e a reação dessa porção pode ser comparada à resposta da expansão de uma cavidade embutida numa alta profundidade.

Ménard (1963) mostrou que é simples a relação teórica entre a tensão de ruptura do solo na ponta da estaca (q_L) e a pressão limite medida no ensaio pressiométrico (p_L). Partindo do trabalho de Bishop *et al.* (1945) apresentado em Gambin e Frank (2009), ele pôde escrever a equação 11, onde q_L é a tensão de ruptura na ponta da estaca, k_p é o fator de Ménard para determinada estaca em determinado tipo de solo, p_L é a pressão limite de Ménard, obtida no ensaio e p_0 é a tensão efetiva *in situ* na profundidade da ponta da estaca.

$$q_L - q_0 = k_p(p_L - p_0) \quad [11]$$

Da mesma maneira, Ménard demonstrou que a relação entre q_s , a máxima resistência ao atrito lateral em uma determinada profundidade, e p_{L^*} , nessa mesma profundidade, pode ser escrita como:

$$q_s = f(p_{L^*}, \text{tipo de solo e tipo de estaca}) \quad [12]$$

Essas são correlações que rapidamente começaram a receber confirmações baseadas em centenas de observações tomadas pelo Laboratório de pontes e rodovias Francês (LCPC-SETRA), em vários tipos de estacas utilizando instrumentação com strain gauges ao longo de todo o fuste da estaca (BUSTAMANTE *et al.*, 2009). Sendo assim, a carga vertical total de ruptura de uma estaca pode ser escrita como:

$$Q = A * k_p(p_L - p_0) + P * \sum (q_{sj} z_j) \quad [13]$$

onde A é a área da base da estaca, P é o perímetro da seção transversal e z_j é a espessura da camada de solo para um valor uniforme do atrito q_{sj} (GAMBIN E FRANK, 2009). O coeficiente de capacidade k_p depende de inúmeras variáveis, sendo elas: o tipo de solo, profundidade do embutimento, resistência do solo e formato da fundação (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Segundo Briaud, 1992 a carga total de ruptura medida no topo da estaca, dada por Q , pode ser escrita como:

$$Q = Q_p + Q_s - W_p \quad [14]$$

onde Q_p é a parcela responsável pela ponta, Q_s é a parcela responsável pelo atrito lateral e W_p é o peso próprio da estaca. Os valores de Q_p e Q_s são dados por:

$$Q_p = q_L A_p \quad [15]$$

$$Q_s = f_L A_s \quad [16]$$

onde q_L é a pressão de ruptura na ponta, f_L é o atrito unitário na ruptura, A_p é a área da seção transversal da ponta e A_s é a área lateral da estaca.

O conceito básico de todos os métodos, referente à parcela de ponta, é a obtenção da parcela q_L , a partir da informação da pressão limite efetiva (p_{L^*}) obtida dos dados do ensaio pressiométrico, utilizando um fator de capacidade de carga (k_p) (BRIAUD, 1992).

A pressão limite efetiva é obtida a partir da pressão limite (p_L) do ensaio pressiométrico, e é dada por:

$$p_{L^*} = p_L - \sigma_h \quad [17]$$

onde σ_h é a tensão horizontal total no repouso, na profundidade do ensaio.

Sendo assim a parcela q_p pode ser escrita como:

$$q_p = k_p p_{L^*e} + \sigma_{v0} \quad [18]$$

onde σ_{v0} é a tensão vertical total no repouso na profundidade do ensaio e p_{L^*e} é a pressão limite efetiva equivalente próximo à ponta,

Já p_{L^*e} é obtido da seguinte forma:

$$p_{L^*e} = \sqrt[n]{p_{L1}^* \times p_{L2}^* \times \dots \times p_{Ln}^*} \quad [19]$$

onde p_{L1}^* , p_{L2}^* , ..., p_{Ln}^* , são obtidas nos ensaios realizados entre a região -1,5 B e +1,5 B, próxima à ponta da estaca, sendo que B é o diâmetro da estaca.

A profundidade de embutimento equivalente (H_e) pode ser definida como:

$$H_e = \Sigma \frac{\Delta z_i p_{Li}^*}{p_{Le}^*} \quad [20]$$

onde p_{Li}^* são as pressões limite efetivas obtidas no ensaio pressiométrico entre a ponta da estaca e o solo, da superfície do terreno, e Δz_i são as espessuras das camadas elementares correspondentes ao ensaio pressiométrico. Essa definição de H_e permite levar em consideração as camadas de solo ao longo da profundidade de embutimento (BRIAUD, 1992).

A abordagem básica para determinar a parcela de atrito lateral da capacidade total da estaca é correlacionar a pressão lateral unitária (f_s) da estaca com a pressão limite (p_{L}^*). Vários métodos também propõem curvas $p_{L}^* \times f_s$ para determinação da parcela f_s (BRIAUD, 1992).

2.7.1. Método de Ménard (1963)

No desenvolvimento de seu método de dimensionamento de fundações Ménard utilizou resultados de 8 ensaios de placa e de 6 estacas curtas, executados em um local com predominância de areias e siltes. Observando as características das estacas ensaiadas esse método tende a privilegiar a resistência de ponta, e notando que foi desenvolvido em solos pouco coesivos, sua aplicação em solos coesivos pode não responder da mesma maneira que procedeu em seu estudo, no desenvolvimento do método. Contudo, a partir desses ensaios foram propostas as curvas de seus gráficos de dimensionamento para a carga transferida por atrito lateral e para a parcela de ponta de estacas.

Embora o banco de dados seja limitado, Ménard foi cuidadoso ao incluir nas regras propostas o mais fundamental aspecto do comportamento das fundações e suplementou seus dados comparando com outros tipos de ensaios *in situ*, especialmente CPT. Embora o valor k_p tenha sido ajustado ao longo dos anos, o conceito original de Ménard, apresentado na equação 18, e o formato das curvas do gráfico para valores de k_p , foram suficientes para resistir por mais de 20 anos de experiência (BRIAUD, 1992). O método proposto por Ménard (1963) utiliza o gráfico da Figura 2.24 para obter o fator k_p .

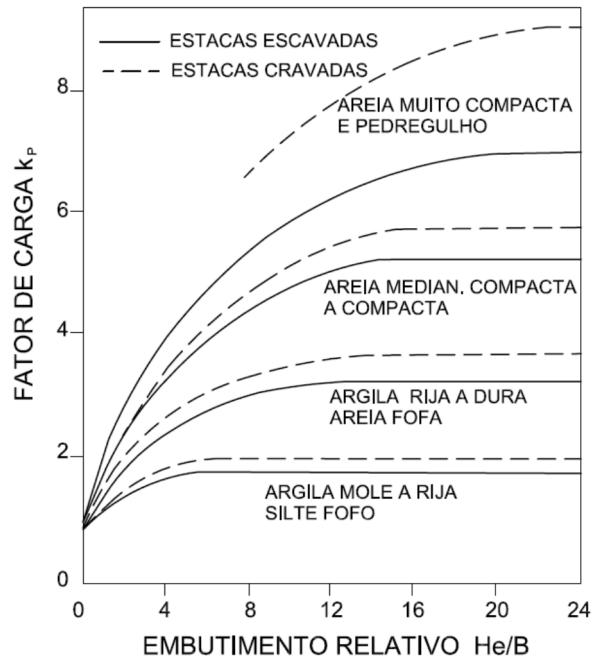


Figura 2.24: Método de Ménard para obtenção do fato k_p (BRIAUD, 1992).

O método proposto por Ménard (1963) para obter a parcela f_s utiliza o gráfico da Figura 2.25, e nele pode-se notar que para todos os tipos de estaca e todos os tipos de solo existe apenas uma curva (BRIAUD, 1992). A curva para todos os solos foi obtida em ensaios realizados em silte e areia, portanto deve-se considerar ao utilizar esse método para o dimensionamento de fundações instaladas em outro tipo de solo.

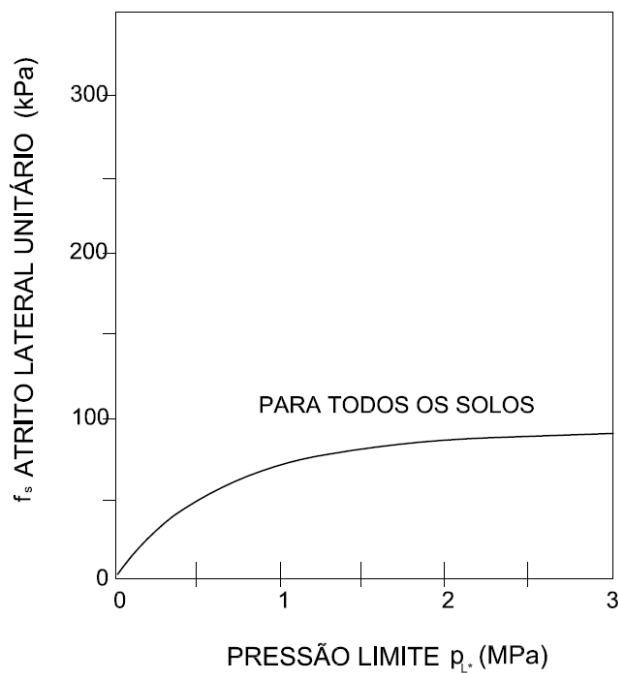


Figura 2.25: Método de Ménard (BRIAUD, 1992).

2.7.2. Método de Baguelin *et al.* (1978)

O Método proposto por Baguelin *et al.* (1978) para a determinação da parcela de ponta difere do método de Ménard quando categoriza o valor de k_p como dependente do tipo de solo, da ordem de grandeza de p_L^* e da relação entre a profundidade (D) e o diâmetro da estaca (B) (BRIAUD, 1992).

A Figura 2.26 mostra o gráfico produzido para encontrar o valor de k_p em função do tipo de instalação da estaca, da ordem de grande de p_L^* e do tipo de solo. Mas no caso de estacas cravadas, quatro gráficos produzidos, um para cada tipo de solo, mostram os possíveis valores de k_p em função da relação D/B , que é a relação entre a profundidade e o diâmetro da estaca e o valor de p_L^* (BAGUELIN *et al.*, 1978). Observa-se que relações D/B acima de 4 não variam k_p para as estacas em argila e relações D/B acima de 10 não variam k_p para areia.

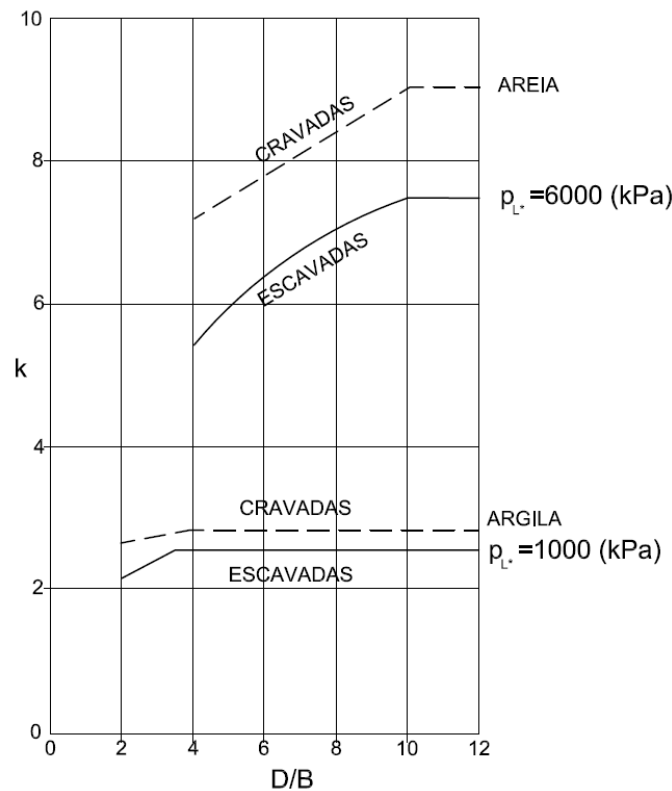


Figura 2.26: Influência do método de instalação no fator k_p (BAGUELIN *et al.*, 1978).

As Figuras 2.27, 2.28, 2.28 e 2.30 mostram esses gráficos utilizados para se obter o valor do coeficiente k_p e posteriormente utilizá-lo na determinação da porcentagem de ponta da carga de ruptura.

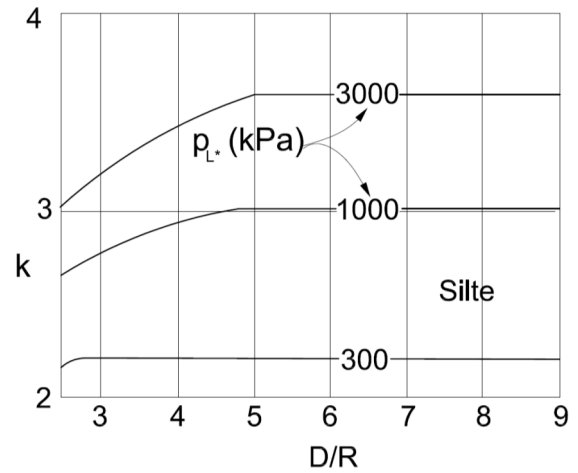
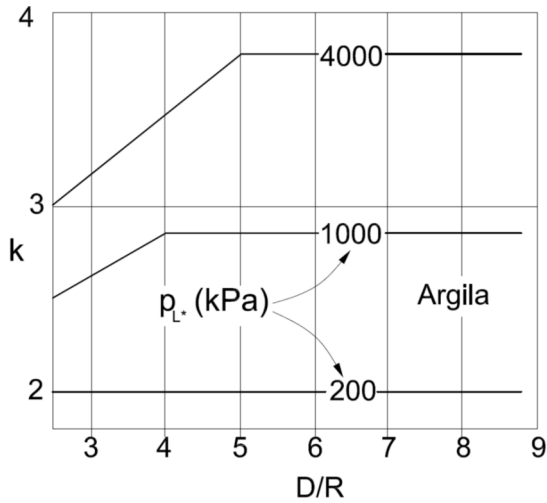


Figura 2.27: Valores de k_p para estacas cravadas em argila (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Figura 2.28: Valores de k_p para estacas cravadas em silte (BAGUELIN *et al.*, 1978).

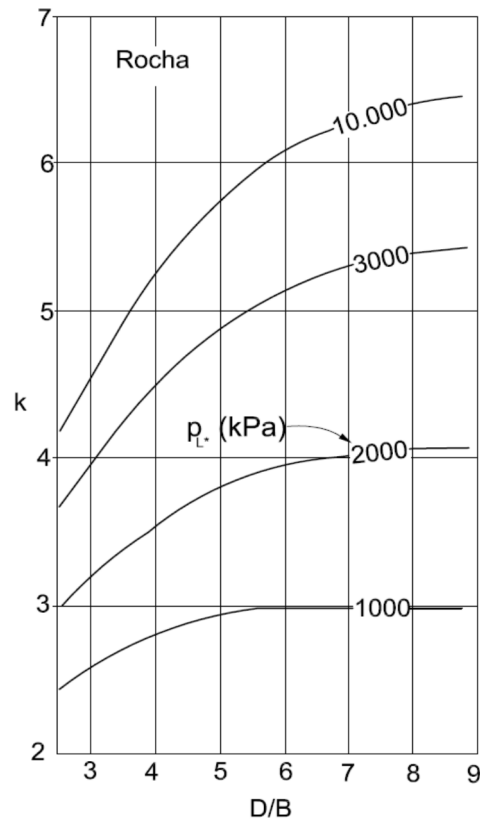
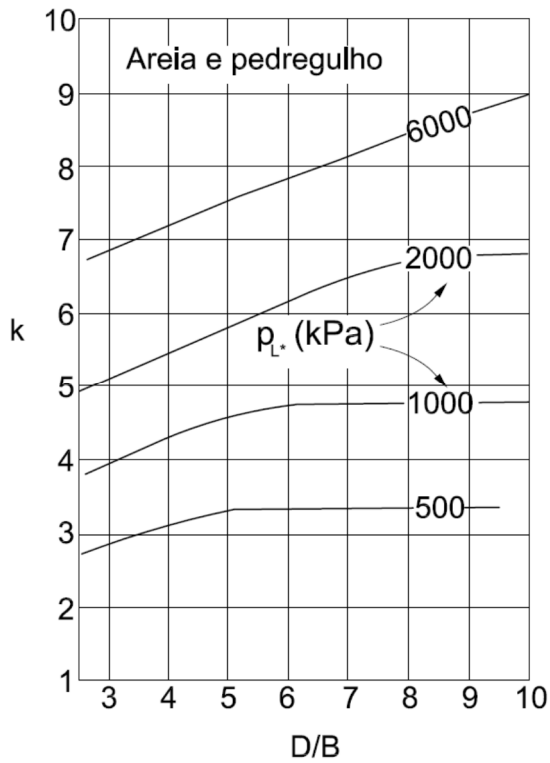


Figura 2.29: Valores de k_p para estacas cravadas em areia e pedregulhos (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Figura 2.30: Valores de k_p para estacas cravadas em rochas (BAGUELIN *et al.*, 1978).

O método proposto por Baguelin *et al.* (1978) para a obtenção de f_s se difere do método de Ménard por apresentar quatro curvas para serem tomadas conforme o tipo de solo, o tipo de instalação e o material da estaca, ao invés da curva única, como consta no método de Ménard (1963) ao longo dos 15 anos que separam os dois métodos foram coletadas mais informações a fim de implementar melhorias no método de Ménard. Os valores de f_s desse método complementam a curva única de Ménard utiliza o gráfico da Figura 2.31 (BRIAUD, 1992).

Nessa análise é preciso levar em conta o tipo de execução da estaca. Por exemplo, no caso de um perfil metálico ser executado dentro de uma estaca moldada *in loco*, ela deve ser considerada como metálica, ou seja, uma estaca de aço. Outro fator importante é o quanto a instalação de uma estaca perturba o solo. Essa distinção é válida quando se trata de estacas de deslocamento e de não deslocamento. Nesse caso, estaca de concreto, aço ou madeira, pré-fabricadas, com exceção dos perfis em H, são consideradas estacas de deslocamento. Estacas tubulares de aço precisam ter ponta obturada para se enquadrarem nesse grupo. As demais estacas escavas, estacas tubulares de aço com ponta aberta, exceto estacas tipo Franki, são consideradas estacas de não-deslocamento (BAGUELIN *et al.*, 1978), registradas nesse gráfico como “outras estacas”.

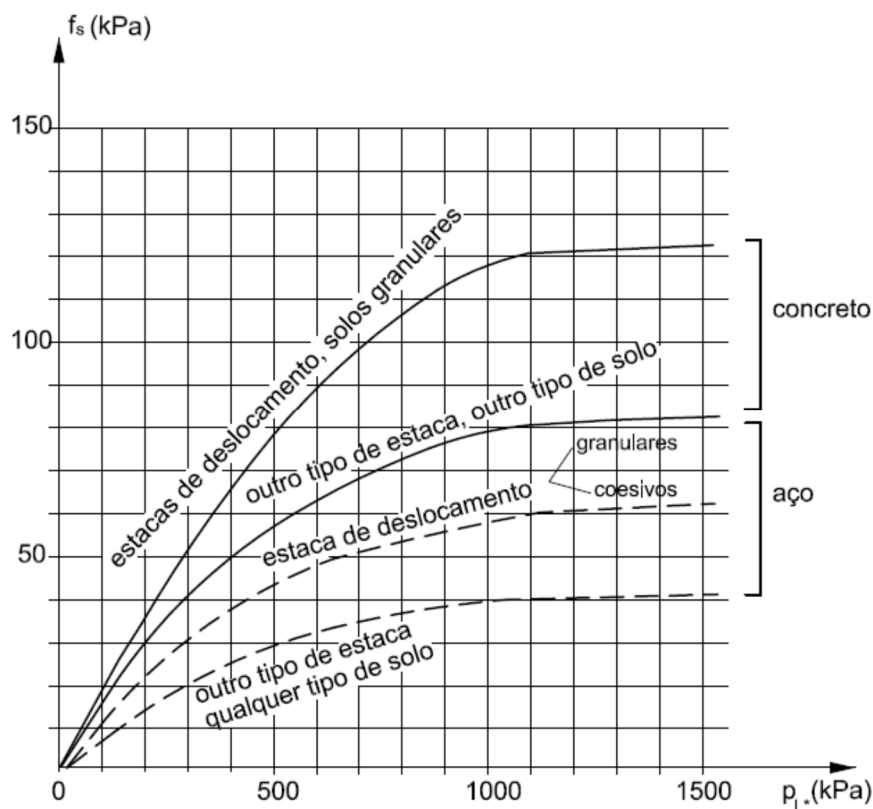


Figura 2.31: Método de BAGUELIN *et al.* (1978) .

Nesse gráfico, ainda, as curvas são consideradas para uma pressão p_L^* de até 1500 kPa. Acima desse limite, assume-se que o valor de f_s será constante, a mesmos dos casos de embutimento em rochas brandas, que para esse caso f_s seria (BAGUELIN *et al.*, 1978):

$$f_s = \frac{p_L^*}{30} + 30 \text{ kPa} \quad [21]$$

2.7.3. Método LPC (Bustamante e Gianceselli, 1982)

O método de Bustamante e Gianceselli (1981) foi o precursor do método Bustamante e Gianceselli (1982), ou LPC como também é chamado, e se baseou em 186 provas de carga. Porém, a existência de três métodos diferentes ocasionava certos problemas. Então o órgão francês denominado *Laboratoire de Ponts et Chaussées* (LPC), em 1982 propôs um novo método, agregando os dados dos métodos anteriores e mais alguns dados novos (BRIAUD, 1992). Nesse método, indicado na Figura 2.32, as categorias de solos foram simplificadas, a relação H_e/B foi retirada do eixo das abcissas e substituída pela pressão limite efetiva (p_L^*). A maior diferença entre esse método e o método de 1981 é o fato de o valor de k_p ter diminuído em até 25%, na média (BRIAUD, 1992).

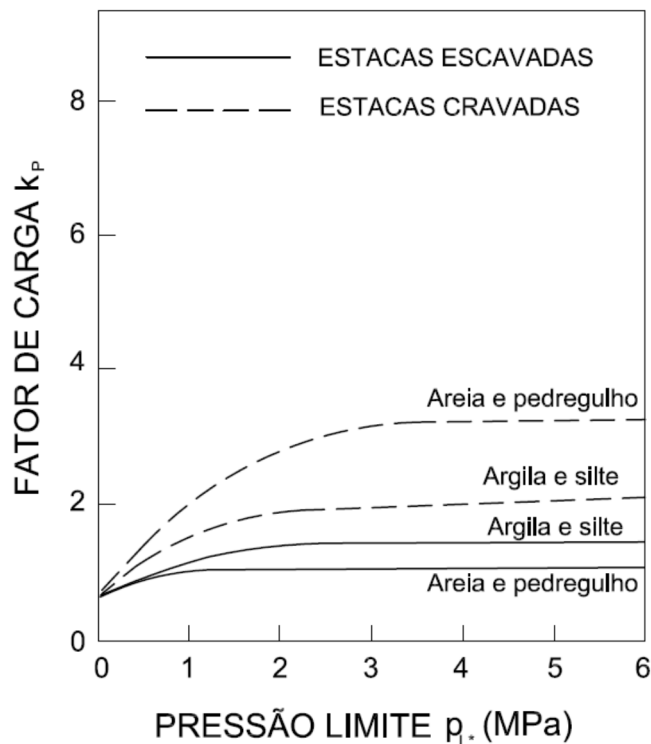


Figura 2.32: Método de Bustamante e Gianceselli (1982) para k_p (BRIAUD, 1992).

Do mesmo modo, o método de Bustamante e Gianceselli (1982) fez melhorias no método de Bustamante e Gianceselli (1981) no que diz respeito à obtenção do parâmetro f_s para a parcela de atrito lateral das estacas. O método de 1982 propõe sete curvas distintas da relação pressão limite efetiva $p_L \times f_s$, que são escolhidas a partir do tipo de solo (BRIAUD, 1992).

O método desenvolvido pelo *Laboratoire de Ponts et Chaussées* na França (LPC) em 1982 é, então, a evolução do método de Bustamante e Gianceselli (1981). As sete curvas são apresentadas na Figura 2.33 e os valores recomendados para f_s são ligeiramente menores que os obtidos pelo método de 1981 (BRIAUD, 1992).

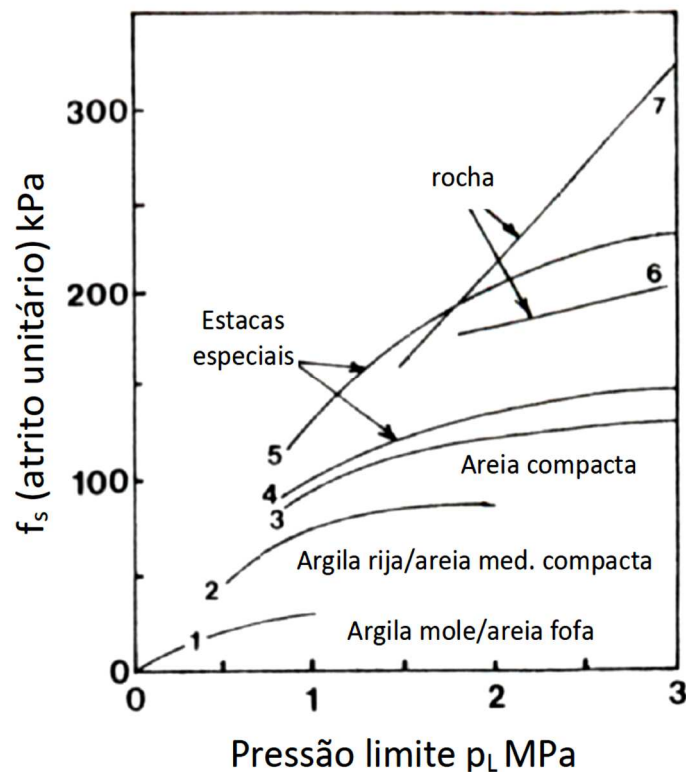


Figura 2.33: Método de Bustamante e Gianceselli 1982 para f_s (BRIAUD, 1992).

2.7.4. Método LCPC-SETRA (1985)

O estudo feito pelo LCPC-SETRA (1985) foi desenvolvido sobre dados de 200 estacas instrumentadas e se baseia no tipo de solo e na pressão limite efetiva (p_L^*) do ensaio pressiométrico de Ménard. Os valores de k_p estabelecidos nesse método são apresentados na Tabela 2.4 (CLARKE, 1995).

Tabela 2.4: fator k_p para parcela de ponta da carga de ruptura (LCPC-SETRA, 1985).

Tipo de solo	p_L^* (kPa)	Categoria	Estacas escavadas e de pequeno deslocamento	Estacas de deslocamento completo
Argila	0-1.200	I	1,2	1,8
Silte	0-700			
Argila rija ou marga	1.800-4.000	II	1,1	3,2-4,2
Silte compacto	1.200-3.000			
Areia compressível	400-800	III	1,8	2,6
Rochas brandas e alteradas	1.000-3.000			
Areia e pedregulho	1.000-2.000			
Rochas	4.000-10.000	IV	1,1-1,8	1,8-3,2
Areia muito compacta e pedregulho	3.000-6.000			

Para a obtenção do parâmetro f_s para a parcela de atrito lateral das estacas, para o método LCPC-SETRA (1985) foi desenvolvido um gráfico com sete curvas, que está apresentado na Figura 2.34 e seus dados podem ser usados com o auxílio da Tabela 2.5, que indica o tipo de solo e o tipo de estaca correspondente a cada curva (CLARKE, 1995).

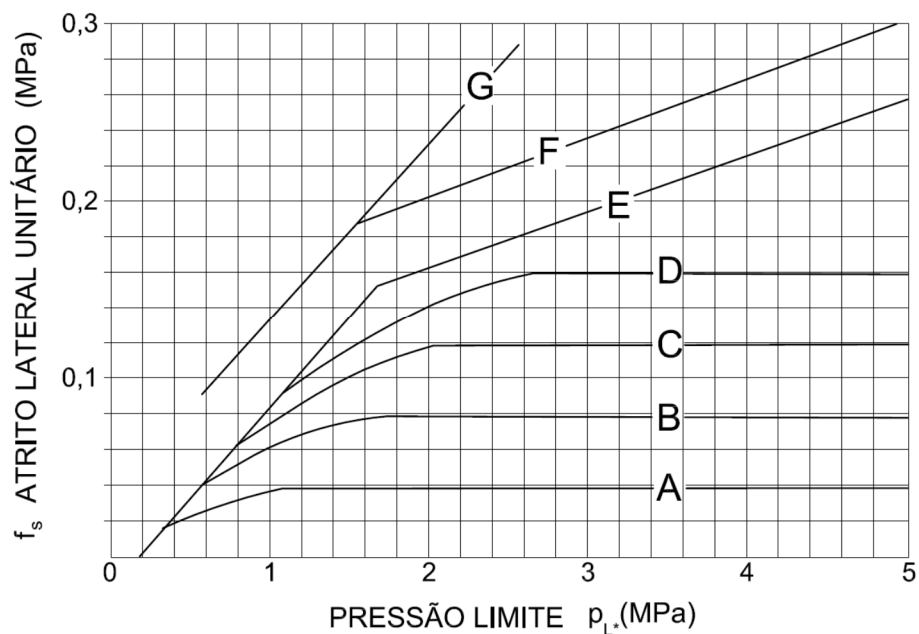


Figura 2.34: Método SETRA-LCPC-SETRA 1985 (CLARKE, 1995).

Tabela 2.5: Tipos de solo e de estaca para o método LCPC-SETRA 1985 (CLARKE, 1995).

Tipo de solo	p_L^* (MPa)	Escavada	Cravada	
		Concreto	Concreto	Aço
Argila mole	0,0-0,7	A	A	A
Argila rijá	1,2-2,0	A, (B)	A, (B)	A
Argila muito rijá	>2,0	A, (B)	A, (B)	A, (B)
Areia fofa	0,0-0,7	A	A	A
Areia med. compacta	1,0-2,0	B, (C)	B, (C)	B
Areia muito compacta	>2,5	C, (D)	C, (D)	C
Cal completamente alterado	0,0-0,7	A	A	A
Cal parcialmente alterado	>1,0	C, (D)	C, (D)	C
Marga	1,5-4,0	D, (F)	F	F
Marga rijá	>4,5	F		
Rocha alterada	2,5-4,0	G	G	G
Rocha fraturada	>4,5	G		

2.7.5. Método do Fascículo 62-V (1999)

Desde o início dos anos 1990, quando o novo código francês de práticas de fundação conhecido como “fascicule 62-V” foi publicado, dados experimentais adicionais foram coletados pelo LCPC-SETRA a fim de incluir novos métodos de instalação das estacas, e assim refinar ainda mais os valores de k_p para parcela de ponta das estacas e carga unitária lateral (f_s). As novas estacas, ensaiadas até a ruptura, geraram o conteúdo da Tabela 2.6 e 2.7 (BUSTAMANTE *et al.*, 2009).

A Tabela 2.6 indica o número da estaca, os tipos de estaca, os tipos de solo e nome das curvas que deverão ser consultadas para aplicação no gráfico do método de f_s , apresentado na Figura 2.35 (BUSTAMANTE *et al.*, 2009).

O parâmetro k_p deve ser tomado a partir da Tabela 2.6 consultando-se o tipo de estaca em função de seu número na Tabela 2.7.

Tabela 2.6: Valores para k_p do método fascículo 62-V (BUSTAMANTE *et al.*, 2009).

Código do grupo	Argila e Silte	Areia e pedregulho	Cal	Marga e calcário	Rocha alterada
1	1,25	1,20	1,60	1,60	1,60
2	1,30	1,65	2,00	2,00	2,00
3	1,70	3,90	2,60	2,30	2,30
4	1,40	3,10	2,40	2,40	2,40
5	1,10	2,00	1,10	1,10	1,10
6	1,40	3,10	2,40	1,40	1,40
7	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
8	1,40	1,60	1,80	1,80	1,50

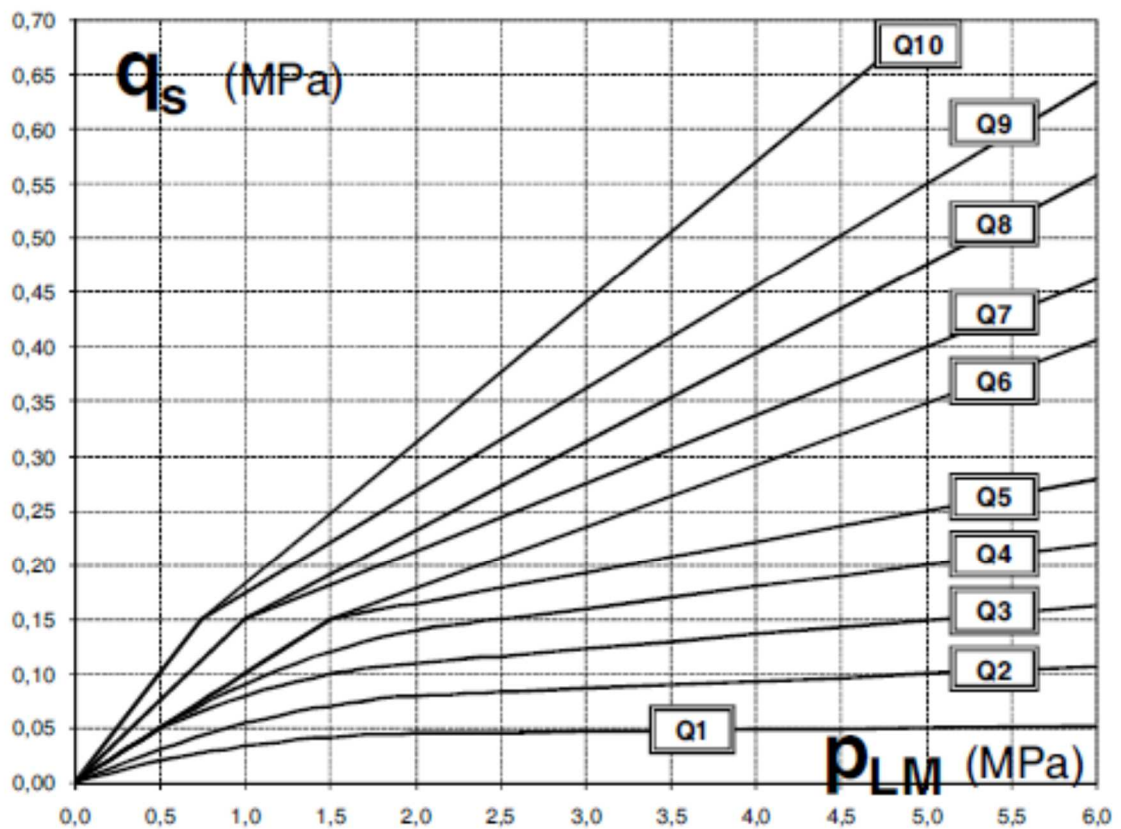
Figura 2.35: Gráfico para determinação da carga unitária q_s do método do fascículo 62-V (BUSTAMANTE *et al.*, 2009).

Tabela 2.7: Tipos de estaca para o método do fascículo 62-V (BUSTAMANTE *et al.*, 2009).

Descrição da estaca	Nº da estaca	Código do grupo	Argila	Areia, pedra
Estaca escavada simples ou barrete escavada a seco	1		Q2	Q2
Estaca ou barrete escavada com lama estabilizante	2		Q2	Q2
Estaca escavada com camisa perdida	3	1	Q1	Q1
Estaca escavada com camisa recuperável	4		Q1	Q2
Estaca escavada a seco ou com lama estabilizante	5		Q3	Q3
Estaca hélice contínua	6	2	Q2	Q4
Estaca tipo hélice de deslocamento (ômega)	7		Q3	Q5
Estaca cravada com camisa perdida	8	3	Q1	Q2
Estaca cravada com camisa perdida, estaca cravada de concreto pré-fabricada ou protendida	9		Q3	Q3
Estaca revestida cravada (concreto, groute e argamassa)	10	4	Q6	Q8
Estaca de aço cravada com camisa recuperável	11		Q2	Q3
Estaca de aço cravada com ponta fechada	12		Q2	Q2
Estaca de aço cravada com ponta aberta	13	5	Q2	Q1
Estaca cravada em H	14		Q2	Q2
Estaca cravada grouteada H	15	6	Q6	Q8
Estaca prancha cravada	16	7	Q2	Q2
Microestaca tipo 1	17		Q1	Q1
Microestaca tipo 2	18	1	Q1	Q1
Microestaca SGP	19		Q6	Q8
Microestaca MRP	20	8	Q9	Q9

As regras desenvolvidas pela administração francesa (fascículo 62,1993), para calcular a capacidade de carga vertical de estacas, é baseada numa impressionante quantidade de dados de provas de carga extraídas por Bustamante e Gianceselli, e pelo *Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées* de 1975 a 1995. Essas regras foram recentemente atualizadas (NF P94-262, 2012), representando uma das mais completas e detalhadas metodologias para cálculo de capacidade de carga axial nos dias de hoje (BRIAUD, 2013).

2.7.6. Método da NF P 94-262 (2012)

A norma francesa publicada em 2012 substitui o fascículo 62-V do CCTG e ao DTU 13.2 e introduz um certo número de modificações na previsão de carga de estacas. As regras de estimativas da resistência de ponta e atrito lateral, a partir da pressão limite de Ménard (p_{L*}), foram modificadas tomando por base novas análises de dados de ensaios de prova arquivados há quarenta anos pelo IFSTTAR (Instituto Francês de ciências e tecnologia de transportes e desenvolvimento de redes) (BAGUELIN *et al.*, 2012). A análise de 174 (cento e setenta e quatro) ensaios, em verdadeira grandeza, realizados ao longo de quarenta anos, permitiu o desenvolvimento desse método, onde as estacas ensaiadas foram divididas em grupos segundo o método executivo, em oito classes e duas categorias, apresentadas na Tabela 2.8 (BAGUELIN *et al.*, 2012).

O método baseado nos resultados de ensaios pressiométricos correlaciona os valores de $q_{s;i}$ e q_b com seus respectivos valores da pressão limite efetiva (p_{L*}) na camada de solo i e o valor da pressão limite efetiva equivalente (p_{L*e}), que corresponde à metade geométrica dos valores de p_{L*} ao redor da ponta da estaca (BAGUELIN *et al.*, 2012).

O anexo F da norma Francesa (NF P 94-262, 2012) apresenta o método pressiométrico de cálculo de carga vertical à compressão em estacas. A carga limite de ruptura (R_c) é dada por:

$$R_c = R_b + R_s \quad [22]$$

onde R_b é a parcela responsável pela carga de ponta da estaca e R_s é a parcela responsável pelo atrito lateral.

$$R_b = A_b q_b \quad [23]$$

Sendo A_b a área da seção transversal da ponta da estaca, q_b dependente da pressão limite p_{L*e} e do coeficiente k_p , que deve ser determinado a partir dos valores da Tabela 2.9, função da natureza do solo no qual se encontra embutida a ponta da estaca (NF P 94-262).

$$q_b = k_p p_{L*e} \quad [24]$$

Tabela 2.8: Categorias e classes dos tipos de estacas para o método da norma NF P 94-262 (BAGUELIN *et al.*, 2012).

Descrição da estaca	Nº da estaca	Classe	Grupo
Estaca escavada simples ou barrete escavada a seco	1	1	G1
Estaca ou barrete escavada com lama estabilizante	2	1	G1
Estaca escavada com camisa perdida	3	1	G1
Estaca escavada com camisa recuperável	4	1	G1
Estaca escavada a seco ou com lama estabilizante	5	1	G1
Estaca hélice contínua	6	2	G1
Estaca tipo hélice de deslocamento (ômega)	7	3	G1
Estaca cravada com camisa perdida	8	3	G1
Estaca cravada de concreto pré-fabricadas- ou protendidas	9	4	G1
Estaca revestida cravada (concreto, groute e argamassa)	10	4	G2
Estaca de aço cravada com camisa recuperável	11	4	G1
Estaca de aço cravada com ponta fechada	12	4	G1
Estaca de aço cravada com ponta aberta	13	5	G1
Estaca cravada em H	14	6	G1
Estaca cravada grouteada H	15	6	G2
Estaca prancha cravada	16	7	G1
Micro estacs tipo 1	17	1	G2
Micro estaca tipo 2	18	1	G2
Micro estaca SGP	19	8	G2
Micro estacas MRP	20	8	G2

Para consultar a Tabela 2.9 e assim determinar k_p , alguns passos devem ser seguidos. Deve-se determinar p_{L*e} a fim de se obter D_{ef} , que é a altura de embutimento efetiva da ponta

da estaca. A relação entre essa altura e o diâmetro da estaca irá determinar a escolha de k_p (NF P 94-262).

$$p_{L^*e} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_{L^*} (z) dz \quad [25]$$

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{L^*e}} \int_{D-h_D}^D p_{L^*} (z) dz \quad [26]$$

onde D é a profundidade da estaca, B é a largura da base, $a = \max \{B/2; 0,5\}$, $b = \min \{a; h\}$, h é a altura da estaca na última camada de solo da ponta da estaca, $h_D = 10B$ e $D_{ef} \geq 3$ vezes o diâmetro da estaca ou 1,5 m para estacas com diâmetros inferiores a 0,50 m (NF P 94-262).

Para a escolha de k_p , devemos anotar as seguintes razões para determinar k_{pmax} , que será consultado na Tabela 2.9. A Figura 2.36 apresenta as variáveis necessárias aos cálculos.

- Se $\frac{D_{ef}}{B} > 5$ então $k_p(\frac{D_{ef}}{B}) = k_{pmax}$
- Se $\frac{D_{ef}}{B} < 5$ então $k_p(\frac{D_{ef}}{B}) = 1 + (k_{pmax} - 1)(\frac{D_{ef}}{B})/5$

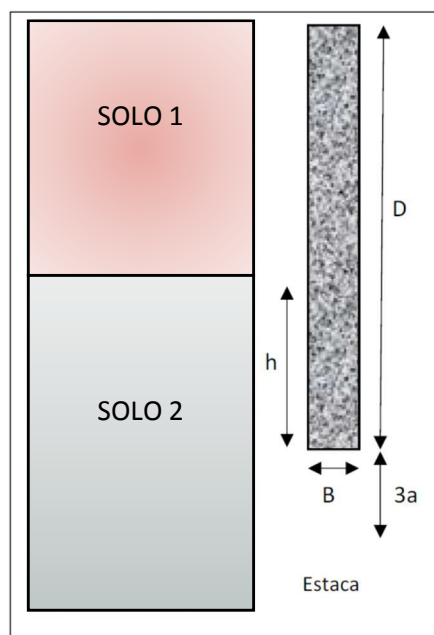


Figura 2.36: Identificação das variáveis do método da norma NF P 94-262 (2012), em relação ao perfil apresentado (autor).

Tabela 2.9: Valor do fator de capacidade pressiométrica k_{pmax} para um embutimento relativo $D_{ef}/B > 5$ (NF P 94-262).

Classe da estaca	Argila, lodo e solos intermediários da argila	Areia, pedregulho e solos intermediários da areia	Talco	Marga e marga calcária	Rochas alteradas e fragmentadas (a)
1	1,15 (b)	1,10 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
2	1,30	1,65	1,60	1,60	2,00
3	1,55	3,20	2,35	2,10	2,10
4	1,35	3,10	2,30	2,30	2,30
5#	1,00	1,90	1,40	1,40	1,20
6#	1,20	3,10	1,70	2,20	1,50
7#	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50
8#	1,15 (b)	1,10 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)

Notas da tabela	
(#)	Para as estacas número 13, 14 e 16, instaladas por vibração e não por cravação, se faz necessário reduzir em 50% o valor de k_p
(a)	No caso de rocha sã deve-se verificar a validade do método ou recorrer à métodos específicos da mecânica das rochas
(b)	Para micro estacas a resistência de ponta é normalmente desprezada

A parcela R_s responsável pelo atrito lateral pode ser escrita como:

$$R_s = p_s \int_0^D q_s(z) dz \quad [27]$$

Sendo que p_s é o perímetro do fuste da estaca e q_s é o valor unitário do atrito em cada metro de estaca, determinado pela equação 28 (NF P 94-262).

$$q_{s;i} = \alpha_{estaca-solo} \times f_{solo} (p_{L*}) \quad [28]$$

O fator $\alpha_{estaca-solo}$ é escolhido na tabela 2.10, e depende no tipo de solo e do método de instalação da estaca no solo, indicado pelo número da estaca (NF P 94-262).

Tabela 2.10: Escolha dos valores $\alpha_{\text{estaca-solo}}$ (NF P 94-262).

Número da estaca	Argila, lodo e solos intermediários da argila	Areia, pedregulho e solos intermediários da areia	Talco	Marga e marga calcária	Rochas alteradas e fragmentadas (a)
1	1,10	1,00	1,80	1,50	1,60
2	1,25	1,40	1,80	1,50	1,60
3	0,70	0,60	0,50	0,90	-
4	1,25	1,40	1,70	1,40	-
5	1,30	-	-	-	-
6	1,50	1,80	2,10	1,60	1,60
7	1,90	2,10	1,70	1,70	-
8	0,60	0,60	1,00	0,70	-
9	1,10	1,40	1,00	0,90	-
10	2,00	2,10	1,90	1,60	-
11	1,20	1,40	2,10	1,00	-
12	0,80	1,20	0,40	0,90	-
13	1,20	0,70	0,50	1,00	1,00
14	1,10	1,00	0,40	1,00	0,90
15	2,70	2,90	2,40	2,40	2,40
16	0,90	0,80	0,40	1,20	1,20
17	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-
19	2,70	2,90	2,40	2,40	2,40
20	3,40	3,80	3,10	3,10	3,10

O coeficiente f_{solo} é função do tipo de solo e do valor de p_{L^*} .

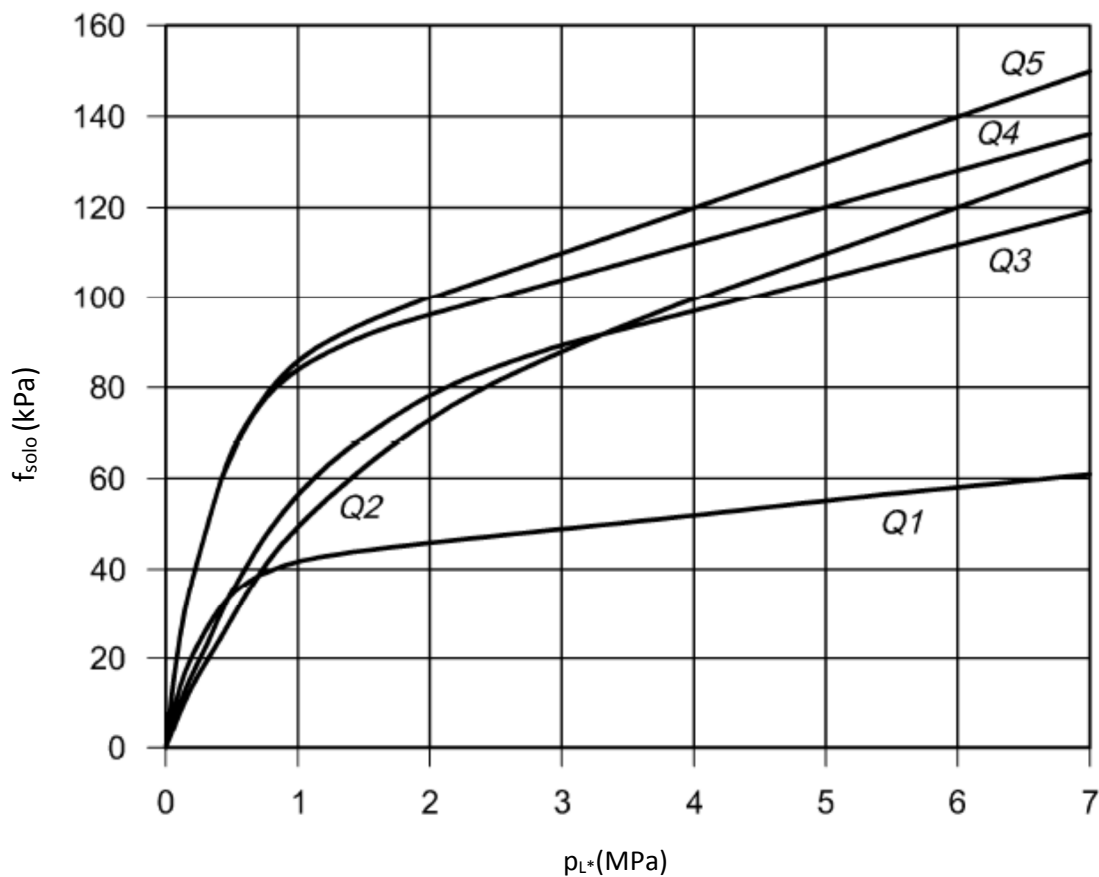
$$f_{\text{solo}}(p_{L^*}) = (ap_{L^*} + b)(1 - e^{-cp_{L^*}}) \quad [29]$$

Os valores para a, b e c estão indicados na Tabela 2.11.

Tabela 2.11: Escolha dos valores a, b e c (NF P 94-262).

Tipo de solo	Argila, lodo e solos intermediários da argila	Areia, pedregulho e solos intermediários da areia	Talco	Marga e marga calcária	Rochas alteradas e fragmentadas
Escolha da curva	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0,003	0,010	0,007	0,008	0,010
b	0,040	0,060	0,070	0,080	0,080
c	3,500	1,200	1,300	3,000	3,000

Na Figura 2.37 é apresentada um gráfico com as curvas correlacionando os valores de f_{solo} e p_L^* para cada um dos cinco tipos de solos admitidos no método (BAGUELIN *et al.*, 2012).

Figura 2.37: Correlação entre os valores de f_{solo} e p_L^* (NF P 94-262).

A Tabela 2.12 indica valores máximos de atrito lateral unitário limite, por tipo de solo, tipo de estaca e técnica de instalação da estaca no solo.

Tabela 2.12: Valores máximos limite para q_s (NF P 94-262).

Número da estaca	Valores em kPa					
	Argila, lodo e solos	Intermediários da argila	Areia, pedregulho	Talco	Marga e marga calcária	Rochas alteradas e fragmentadas
1	90	90	90	200	170	200
2	90	90	90	200	170	200
3	50	50	50	50	90	-
4	90	90	90	170	170	-
5	90	90	-	-	-	-
6	90	90	170	200	200	200
7	130	130	200	170	170	-
8	50	50	90	90	90	-
9	130	130	130	90	90	-
10	170	170	260	200	200	-
11	90	90	130	260	200	-
12	90	90	90	50	90	-
13	90	90	50	50	90	90
14	90	90	130	50	90	90
15	200	200	380	320	320	320
16	90	90	50	50	90	90
17	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-
19	200	200	380	320	320	320
20	200	200	440	440	440	500

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Campo Experimental

O Campo Experimental da Feagri, localizado no Campus da Unicamp na cidade de Campinas, Estado de São Paulo, foi criado em 1989 e encontra-se localizado nas coordenadas $22^{\circ}53'22''$ (S) e $47^{\circ}04'39''$ (W), conforme ilustra a Figura 3.1. Sua criação se deu visando que os resultados obtidos no campo fossem aplicados a fundações em solos colapsíveis em muitas localidades paulistas e brasileiras (CAVALCANTE *et al.*, 2007).



Figura 3.1: Localização do Campo experimental da FEAGRI Unicamp (autor).

A região da Unicamp apresenta solos porosos e colapsíveis na sua camada superficial, representando os solos característicos da região em que se encontra, e também de algumas outras regiões do Brasil, sendo de suma importância nas avaliações de parâmetros dos solos através de ensaios de laboratório e de ensaios de campo, e também nas avaliações das interações de diversos tipos de fundações empregados na região. A estratigrafia encontrada no campo experimental é uma boa representante dos solos encontrados na Formação Serra Geral, que ocupa cerca de 98 km² da região de Campinas, representando 14% da área total desse município (CAVALCANTE *et al.*, 2007).

O subsolo da região é formado por magmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas (diabásios) da formação Serra Geral, que faz parte do Grupo São Bento (ALBUQUERQUE, 2001). Os solos de diabásio também são encontrados nas regiões norte e leste do Estado de São Paulo, de algumas regiões do Estado do Paraná e do Estado de Santa Catarina, bem como ao norte e oeste do Estado do Rio Grande do Sul (GIACHETI, 1991). A Figura 3.2 ilustra algumas regiões do Brasil com potencial de ocorrência de solos com mesmo perfil dos solos estudados no campo experimental da Unicamp.

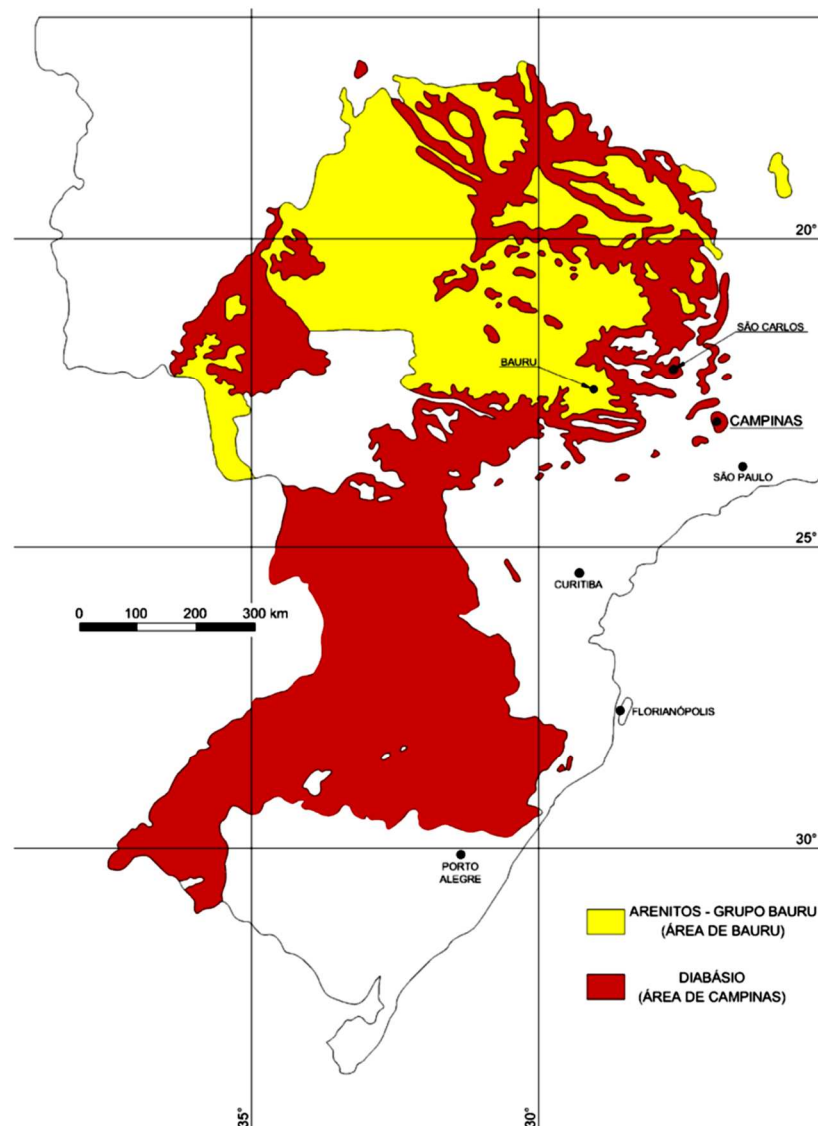


Figura 3.2: Regiões do Brasil com potencial de ocorrência de solos porosos e colapsíveis (modificado de GIACHETI, 1991).

O perfil do subsolo do Campo Experimental é constituído por solo residual de diabásio, apresentando uma camada superficial de aproximadamente 6,5m de espessura de argila silto-

arenosa de alta porosidade, determinada por análise táctil visual e classificada como CL pela classificação unificada, seguida de uma camada de silte argilo-arenoso, também determinado por análise de textura e classificado como MH pela classificação unificada, até aproximadamente 19m; o nível d'água é encontrado a 17,7m. A camada superficial, constituída essencialmente por minerais secundários ou transformados, recebe o nome de solo maduro, o qual sofreu intenso processo de intemperização. A camada subsuperficial ainda guarda características da rocha de origem e por isso é denominada solo residual jovem, solo saprolítico ou saprólito, abaixo do qual está a rocha alterada (ALBUQUERQUE, 2001).

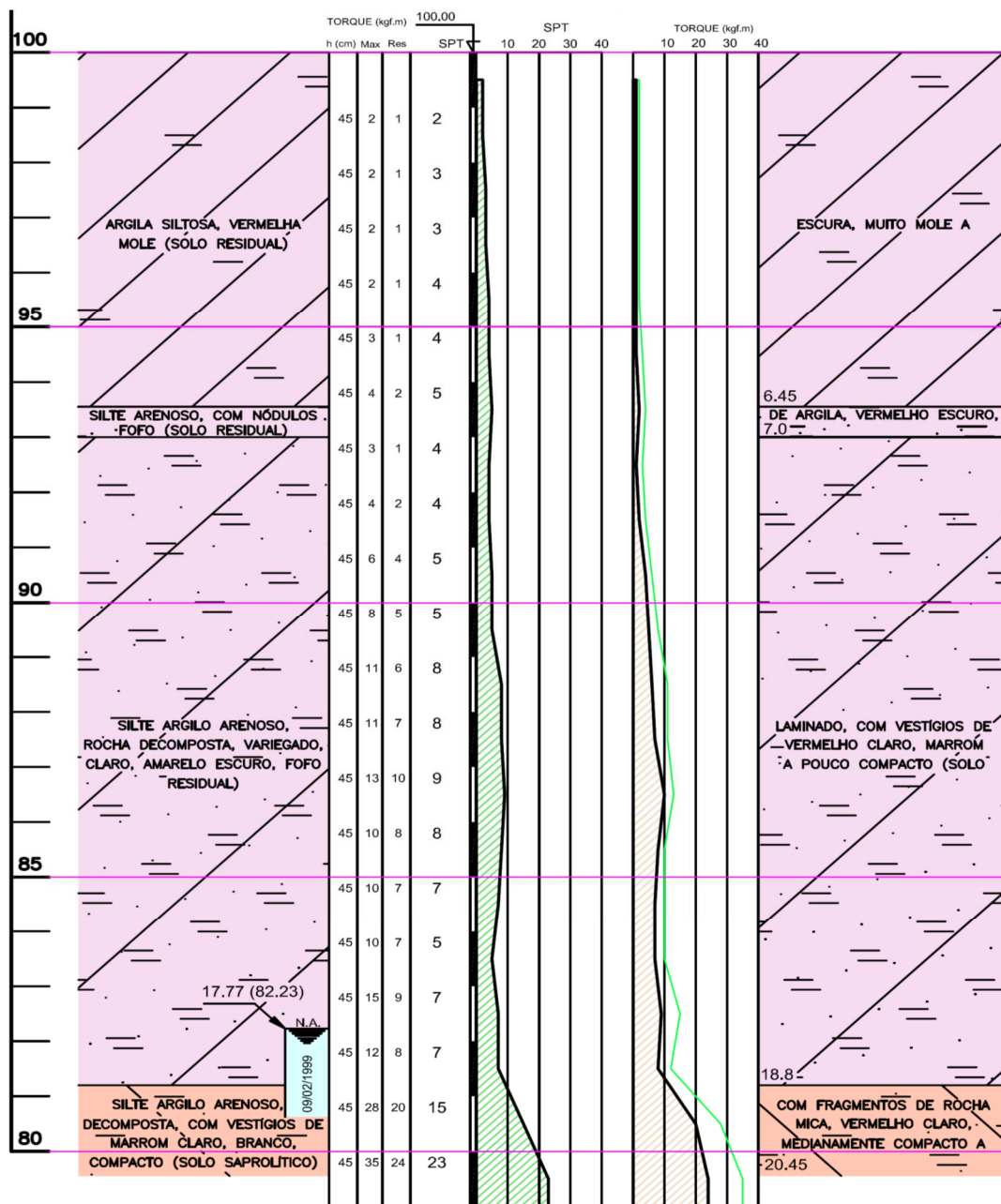


Figura 3.3: Perfil típico do subsolo (modificado de ALBUQUERQUE, 2001).

O solo da primeira camada é colapsível, apresentando índices de colapso variando de 2,4% a 24%, dependendo da pressão aplicada. Essa camada é muito porosa, com índices de porosidade variando entre 58,2% a 65% (ALBUQUERQUE, 2001).

Segundo Monacci *et al.* (1995), os ensaios de adensamento realizados com saturação, em determinado nível de carregamento, fornecem valores de coeficiente de colapso estrutural que indicam a alta colapsividade do solo até 5,0 m de profundidade, indicados na tabela 3.1. O colapso nesta estrutura altamente porosa provavelmente ocorre devido a eliminação da sucção e enfraquecimento das ligações entre os grãos causado pelo aumento do grau de saturação do solo.

Tabela 3.1: Resultados dos ensaios oedométricos simples e determinação de índice de colapso (MONACCI, 1995).

Profundidade 0,50m a 0,75m			
σ_{ad} (kPa)	e (antes da inundação)	e (depois da inundação)	Índice de colapso (%)
5,00	2,117	1,962	4,97
9,80	1,775	1,501	9,90
9,80	2,019	1,648	12,29
19,40	1,644	1,485	6,01
19,40	1,570	1,344	8,79
29,10	1,434	1,210	9,20
38,70	1,405	1,165	9,98
77,30	1,631	1,021	23,19
Profundidade 4,75m a 5,00m			
σ_{ad} (kPa)	e (antes da inundação)	e (depois da inundação)	Índice de colapso (%)
9,80	1,494	1,434	2,41
19,40	1,476	1,383	3,76
38,70	1,281	1,105	7,72
77,30	1,372	1,004	15,51
Profundidade 4,75m a 5,00m			
σ_{ad} (kPa)	e (antes da inundação)	e (depois da inundação)	Índice de colapso (%)
38,70	1,579	1,499	3,10
77,30	1,358	1,234	5,26

Com relação à granulometria, observa-se que até os 6,5 m de profundidade o solo é notadamente argiloso, passando a silte de forma gradativa, sem alterar a parcela arenosa. Apesar da classificação argilosa da primeira camada, seus limites de liquidez são inferiores aos da camada subjacente. Outro fator que pode ser verificado é o decréscimo do valor do ângulo de atrito, em termos de tensões totais, ao longo da profundidade, havendo um aumento de coesão, informação essa que contesta as características físicas observadas na Tabela 3.2 (ALBUQUERQUE, 2001).

Tabela 3.2: Parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade (ALBUQUERQUE, 2001).

Prof. (m)	γ_{nat} (kN/m³)	γ_s (kN/m³)	w (%)	S_r (%)	e	n (%)	C_c	σ_{ad} (kPa)	$\sigma'_{vméd}$ (kPa)	OCR
1	13,4	29,7	24,3	40,8	1,77	63,8	0,62	52	13	4,0
2	13,0	29,1	23,4	38,7	1,76	63,7	0,60	130	30	4,3
3	13,0	29,5	22,8	37,6	1,79	64,1	0,58	198	44	4,5
4	13,0	30,1	23,7	38,4	1,86	65,0	0,60	91	61	1,5
6	15,4	30,1	24,6	51,4	1,44	59,0	N/D	N/D	N/D	N/D
7	15,4	29,1	26,3	54,7	1,40	58,2	N/D	N/D	N/D	N/D
8	14,8	29,5	28,1	53,1	1,56	60,1	0,65	120	110	1,1
9	15,0	30,1	29,9	56,2	1,6	61,5	0,60	140	127	1,1
10	15,1	30,1	30,5	57,4	1,6	61,6	N/D	N/D	N/D	N/D
12	16,1	29,6	33,8	68,5	1,46	59,4	N/D	N/D	N/D	N/D
14	16,4	30,6	32,8	67,8	1,48	59,7	N/D	N/D	N/D	N/D
16	16,7	30,1	39,2	78,1	1,51	60,1	N/D	N/D	N/D	N/D
N/D – Ensaio não determinado										

Em Fontaine (2004) os ensaios de caracterização e índices físicos do Campo Experimental da Feagri, apresentados na Tabela 3.2, complementam as informações indicando os limites de Atterberg, porcentagens de argila, areia e silte, e orientando valores de SPT encontrados nas sondagens do campo experimental.

Nogueira (2004) acrescenta que para este campo experimental, os parâmetros de resistência c (coesão) e ϕ (ângulo de atrito) foram determinados de metro a metro até os 16 m de profundidade, assim como o foi o R_c (resistência à compressão simples), ensaios esses realizados em Albuquerque (1996) e Giachetti (1991) também apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Caracterização do solo (modificado de ALBUQUERQUE, 2001).

Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	Argila (%)	Areia (%)	Silte (%)	N _{SPT}	c (kPa)	ϕ (°)	R _c (kPa)
1	52	35	63	27	10	4	5	32	26
2	52	38	65	25	10	3	11	32	48
3	51	36	67	26	7	2	2	31	41
4	52	37	61	26	13	4	0	27	11
5	49	37	60	26	14	5	N/D	N/D	N/D
6	58	41	44	34	22	6	18	19	54
7	62	43	45	25	30	6	31	23	76
8	66	47	39	28	33	6	18	26	60
9	69	48	36	28	36	7	64	15	51
10	73	49	35	29	36	8	78	23	67
12	70	46	29	31	40	8	87	19	145
14	64	43	26	34	40	10	76	19	185
16	63	39	27	29	44	10	55	22	219

ϕ (°) e c (kPa) em função de tensões totais determinados em ensaio triaxial adensado rápido

N/D – Ensaio não determinado

Fontaine (2004) apresentou resultados obtidos em ensaios de campo CPT, PMT e DMT executados no local. Os ensaios pressiométricos dessa campanha foram executados em duas condições: um furo foi ensaiado na condição de umidade natural e outro furo foi ensaiado na condição de inundação. O processo executivo desses furos consistiu em utilizar um trado manual de 65 mm até os primeiros 6 m de profundidade, seguiu-se, após essa profundidade até atingir 12,5 m de profundidade, com um amostrador SPT (50,8 mm) devido às dificuldades no avanço com o trado. O último 0,5 m do furo para o ensaio foi realizado com o trado manual novamente. A condição do ensaio inundado é descrita em Fontaine (2004).

Os resultados do ensaio pressiométrico apresentados em Fontaine (2004) e ilustrados na Figura 3.4, executados no furo com condições de umidade natural são particularmente interessantes, pois podem ser acrescidos às novas informações da campanha adicional de ensaios pressiométricos, realizada em agosto de 2015, objeto desse trabalho.

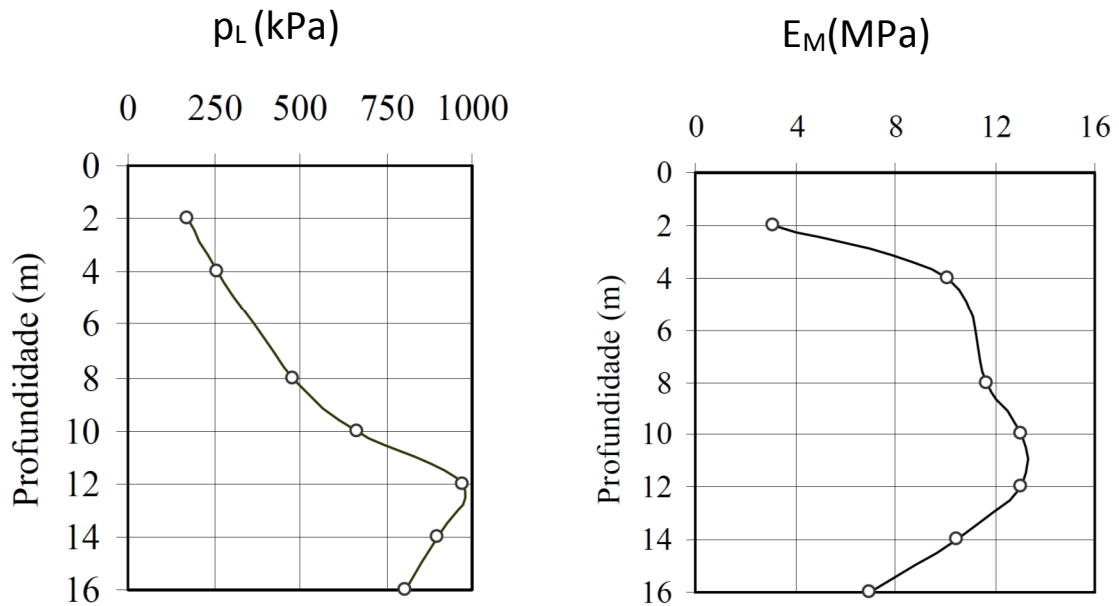


Figura 3.4: Resultados de p_L e E_{PM} no campo Experimental (FONTAINE, 2004).

Sampaio (2003) apresentou resultado do ensaio com o pressômetro auto perfurante CamK0meter realizado no trabalho de Souza Pinto *et al.* (2001), executado no campo experimental em questão. O equipamento utilizado para a execução desse ensaio foi o pressômetro autoperfurante de fabricação da Cambridge In situ, modelo SBP-MPX, tipo VIII-D. A instalação (cravação) do pressômetro foi feita sem a utilização de água, e para isso foram utilizados dois amostradores tipo Shelby de 76 e 64mm de diâmetro externo, para fazer um pré-furo antes da cravação do equipamento. Um primeiro pré-furo foi feito com o amostrador de 64mm até a profundidade do ensaio, e na sequência, na mesma posição, foi executado o pré-furo com o amostrador de 76mm, formando-se assim um anel de solo entre os furos, esse anel foi cortado posteriormente pela sapata do pressômetro. Os ensaios foram realizados de acordo com a metodologia adotada universalmente. Os dados foram analisados de acordo com metodologias propostas por diversos pesquisadores e empregando-se o software do fabricante do equipamento (FONTAINE, 2004). Os resultados desse ensaio são apresentados ao lado dos resultados obtidos com o pressômetro de Ménard, na figura 3.5.

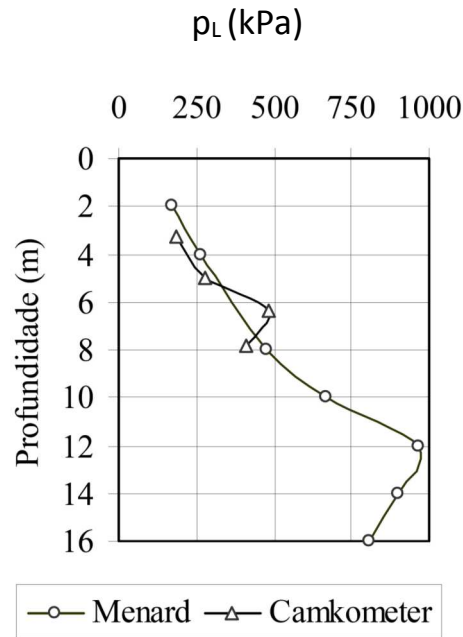


Figura 3.5: Resultados de p_L para os pressiómetros de Ménard e CamK0meter, no campo Experimental (FONTAINE, 2004).

3.2. Ensaios pressiométricos

Na campanha de investigação desta pesquisa foram realizados três ensaios com o pressiómetro Ménard, de 24 de agosto de 2015 a 03 de setembro de 2015, sendo eles os ensaios PMT-01, PMT-02 e PMT-03, todos em furos de até 13 m de profundidade, escavados com trado tipo concha de 63 mm de diâmetro (para encaixe da sonda de 60 mm de diâmetro), utilizado para chegar na cota onde o ensaio pressiométrico deveria ser executado, em condições de umidade natural do solo e atendendo a norma ISO/DIS 22476-4 – processo B.

Para a execução dos ensaios pressiométricos utilizou-se o equipamento de fabricação da *APAGEO matériels et services pour la geotechnique le forage et le laboratoire*, seguindo a normalização preconizada na norma ISO 22476-4. A sonda, que é do tipo G, tem por características a referência 60-gc4, um comprimento de 210 mm, com membrana de borracha simples, com 4mm de espessura, e 60mm de diâmetro, na condição usada, porém calibrada. As tubulações coaxiais têm 50 m de comprimento e o gás comprimido utilizado é o nitrogênio extra-seco. O sistema de aquisição é automático, utilizando-se o dispositivo GeoSPAD e o software GeoVision para a manipulação dos dados e obtenção de parâmetros desse ensaio.

O pressiômetro de Ménard utilizado nesse trabalho é de fabricação da APAGEO, suas especificações são as seguintes:

- Dimensões: 86 x 43 x 26 cm (comprimento, largura, profundidade), e a altura do tripé é 65 cm;
- Peso: 24,5 kg mais ,5 kg do tripé;
- Corpo do equipamento em alumínio com tampa de proteção articulada;
- Alça de transporte;
- Unidade de controle composta por um reservatório de água graduado (volumímetro), uma válvula diferencial, manômetros de 0-25 bar, 0-60 bar e 0-100 bar;
- Tubulações coaxiais geminadas de alta resistência a pressão;
- Sonda tricelular, composta por uma célula central e duas células de guarda, inteiramente coberta por uma membrana (de múltiplas resistências, dependendo do tipo de solo); e
- Unidade de aquisição de dados GeoSPAD, que permite anotar o ensaio simultaneamente à sua execução, segundo a norma ISO 22476-4 (APAGEO, 2017).

O dispositivo GeoSPAD permite a aquisição automática de dados pressiométricos via unidade de controle, em tempo real, enquanto se desenvolve o ensaio. O sistema é integrado ao pressiômetro de Ménard e consiste num invólucro impermeável com dois sensores de pressão, de 0 à 100 bar, além de de um captador de medição de volume com tecnologia de sensor magnetoestrutivo (ou ultrasom se for pedido na fábrica). Conforme o procedimento da norma ISO 22476-4 e também da norma francesa NFP 94 110-1, os registros são realizados após 1, 15, 30 e 60 segundos, com uma precisão superior a 0,1 cm³ sobre os volumes e 10 kPa sobre as pressões. Os registros podem ser lidos diretamente da impressora que o equipamento possui, ou podem ser exportados para utilização no software GeoVision via porta *USB* ou cartão de memória (APAGEO, 2017).

O software GeoVision foi desenvolvido para processar e visualizar os dados obtidos através do dispositivo que registra o ensaio, denominado GeoSPAD. Os dados são descarregados via porta *USB* ou cartão de memória ao computador. Existem vários tipos de

licença para esse software, dependendo da função que se deseja operar, como por exemplo: processamento de dados pressiométricos, processamento dos dados de perfuração, para processar dados de penetrômetros em modo de energia constante, e também para ensaios Lugeon, ou seja, o software não restringe seu uso ao pressiômetro. Em sua aplicação ao ensaio pressiométrico destaca-se a importação e análise de dados, geração dos resultados do ensaio pressiométrico, todos os valores obtidos e curva pressiométrica, método duplo hiperbólico de análises e ajuste da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica seguindo a norma ISO 22476-4 (APAGEO, 2017).

A Figura 3.6 ilustra o pressiômetro sobre um bloco de estaca existente no campo experimental, tomado como cota de nível de referência. Em seu painel é possível visualizar os componentes da unidade de controle, tais como as válvulas de controle do envio de gás às células de guarda, bem como os manômetros que indicam a pressão nessas células e a válvula de controle do envio de água à célula central, além de seu respectivo manômetro. Nesse painel, também é possível identificar o volumímetro, que consiste em um reservatório graduado onde lê-se o volume de água enviado ao sistema. Para preencher o reservatório de água do equipamento, denominado volumímetro, é necessário acoplar um funil ao local de entrada de água, como mostra a Figura 3.7 e, assim, encher bem lentamente, evitando a formação de bolhas no sistema.



Figura 3.6: Unidade de controle do ensaio com unidade automatizada de aquisição de dados (autor).



Figura 3.7: Funil de preenchimento do reservatório de água ou volumímetro (autor).

A unidade de controle com o sistema de aquisição acoplado em sua lateral é indicado na Figura 3.8. A unidade de aquisição automatizada de dados, denominada GeoSPAD, é acoplada ao pressiômetro de Ménard e, durante a execução do ensaio, registra as informações obtidas e constrói a curva pressiométrica em tempo real. A Figura 3.9 mostra as partes componentes desse acessório, evidenciando a tela em touch screen, que permite a entrada dos dados necessários tais como nome do operador, a cota de nível onde se encontra o tripé do equipamento e o centro da sonda, e demais informações para compor o relatório de campo do ensaio, com a utilização de uma caneta específica para essa finalidade. O dispensador de papel imprime e emite, em tempo real, a curva pressiométrica, para que durante o ensaio seja possível acompanhar o desenvolvimento e observar o andamento do ensaio. Dessa maneira, permite-se aferir e corrigir qualquer eventual dificuldade apresentada na execução do ensaio.



Figura 3.8: Unidade de controle com sistema de aquisição automática de dados (autor).



Figura 3.9: Unidade automatizada de aquisição de dados (autor).

As tubulações que conduzem água para a célula central e gás para as células de guarda, tem suas pontas efluentes acopladas ao topo da sonda e suas pontas afluentes saem do painel da unidade de controle, como pode-se observar na Figura 3.10 e no detalhe da Figura 3.11. Nota-se que, na tubulação denominada, a mangueira preta é a que conduz água e a vermelha a que conduz gás, e o volume que é liberado durante o ensaio é controlado no painel por meio de válvulas. Um manômetro próximo à posição de saída das mangueiras mede a pressão do conteúdo do cilindro de gás nitrogênio extra-seco utilizado para o envio de gás à unidade de

controle, como indica a Figura 3.10. Embora o cilindro tenha seus manômetros, a unidade de controle também controla essa pressão para que sustente a pressão diferencial no sistema durante a execução do ensaio. Ao lado da posição da mangueira que envia o gás para a sonda encontra-se um dispositivo que recebe a mangueira proveniente do cilindro de gás nitrogênio, que alimenta a unidade de controle.



Figura 3.10: Posição de entrada das mangueiras no sistema da unidade de controle (autor).



Figura 3.11: Cilindro de gás nitrogênio extra-seco utilizado para preencher as células de guarda (autor).

As tubulações são acopladas à sonda em sua extremidade superior, conforme indica a Figura 3.12, mas antes é passada por dentro da haste, como nota-se na Figura 3.13. A sonda é fixada na ponta da haste, para assim ser conduzida através do pré-furo até a profundidade do ensaio. Com o sistema de haste, sonda e tubulações montado, faz-se a inserção desse conjunto no pré-furo executado.



Figura 3.12: Posição das mangueiras sendo acopladas à sonda (autor).



Figura 3.13: Tubulações passam pela haste onde a sonda será fixada (autor).

As calibrações realizadas na sonda precedem o ensaio, consistindo em avaliar a perda de pressão e a perda de volume que a borracha da sonda pode distorcer os resultados lidos durante o ensaio, e os valores brutos serão então corrigidos de acordo com os valores obtidos nas curvas de calibração. A primeira calibração realizada chama-se inércia, sendo essa a calibração por perda de pressão, que consiste em inflar a sonda ao ar livre, como indica a Figura 3.14, onde é possível notar que a borracha expande em seu centro. A curva pressiométrica da calibração ao ar livre mostra um grande aumento de volume com um pequeno aumento de pressão.



Figura 3.14: Sonda na calibração ao ar livre, por perda de pressão (autor).

Após a calibração ao ar livre prossegue-se com a calibração em tubo rígido, denominada perda de volume, cuja curva gerada na calibração deve ser utilizada para corrigir os valores da curva pressiométrica bruta obtida no ensaio. Para a realização dessa calibração necessita-se inserir a sonda em um tubo de 66 mm de diâmetro interno, feito de aço, para ser tão rígido quanto possível e assim oferecer resistência ao preenchimento da sonda, como indica a Figura 3.15. A curva pressiométrica da calibração, em tubo rígido, mostra um pequeno aumento de volume com grande aumento de pressão.

Durante a execução da calibração, em tubo rígido, houve o rompimento da borracha que cobre a sonda, que se despreendeu da extremidade da sonda, como mostra o detalhe da Figura 3.16. Dessa maneira, a calibração foi interrompida para reparos na sonda, que teve sua membrana de borracha trocada. Nas Figuras 3.17 e 3.18 pode-se ver em detalhe como é a sonda abaixo de sua membrana.



Figura 3.15: Sonda dentro do tubo rígido na calibração por perda de volume (autor).



Figura 3.16: Local do rompimento da sonda durante a calibração (autor).



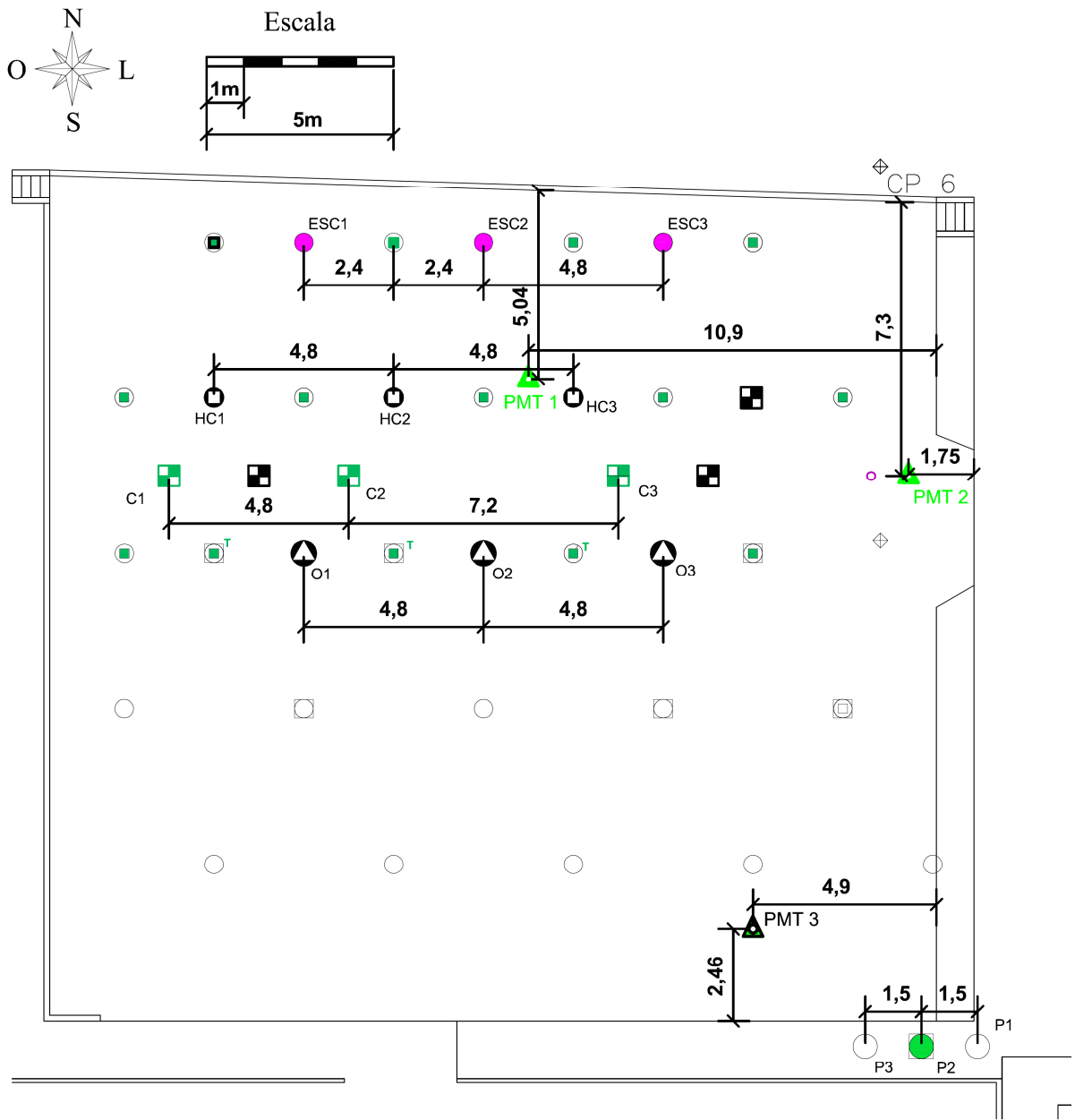
Figura 3.17: Detalhe da sonda sem sua membrana de borracha (autor).



Figura 3.18: Detalhe da célula de guarda sem a cobertura de borracha (autor).

3.3. Estacas existentes

No campo experimental foram executadas diversas estacas, como indica a Figura 3.19. As estacas pré-moldadas são designadas P1, P2 e P3, em que somente a estaca P2 foi ensaiada, sendo as estacas P1 e P3 de reação. As estacas tipo hélice contínua ensaiadas foram denominadas HC1, HC2 e HC3; as estacas tipo escavadas ensaiadas, ESC1, ESC2 e ESC3; e as estacas hélice de deslocamento, O1, O2 e O3. As estacas tipo raiz com 12 m de comprimento foram denominadas C1, C2 e C3.



LEGENDA









- | | |
|--|---|
|  PMT - Ménard |  ESTACA HÉLICE CONTÍNUA |
|  ESTACA PRÉ-MOLDADA |  ESTACA HÉLICE CONTÍNUA - REAÇÃO |
|  ESTACA ESCAVADA |  ESTACA RAÍZ - COMPRESSÃO (12m) |
|  ESTACA ÔMEGA |  ESTACA RAÍZ - TRAÇÃO (12m) |

Figura: 3.19: Localização das estacas ensaiadas (modificado de ALBUQUERQUE, 2001).

As estacas utilizadas como reação também aparecem indicadas nessa planta de locação, porém com cor menos destacada que as estacas que foram ensaiadas.

3.4. Resultados das provas de carga das estacas executadas no campo experimental

São apresentadas as características das estacas estudadas, procedimentos realizados nas provas de carga, tais como os sistemas de reação e os resultados obtidos nessas provas de carga.

3.4.1. Estaca pré-moldada

Em Albuquerque (1996) encontram-se as informações sobre as estacas pré-moldadas de concreto. Foram fabricadas seis estacas pré-moldadas protendidas, com 0,18m diâmetro, três com segmentos de 8m e três com 6m de comprimento, para produzir três estacas de 14m, das quais duas serviram para reação e a outra para ser ensaiada à compressão. Cada segmento da estaca foi confeccionado com uma bainha de aço corrugado de 4,5cm de diâmetro, para permitir, após a cravação da estaca, a instalação das barras instrumentadas. Em cada segmento destinado ao topo das estacas de reação, foi colocado uma barra de aço de 32mm de diâmetro e 1,20m de comprimento. Após a cravação foi confeccionado um bloco de coroamento para cada estaca, de dimensões 60 x 60 x 60cm. A instrumentação foi instalada no topo da estaca (secção de referência 0,5m), a 5m, 10m e 14m de profundidade, com barras de aço tipo CA-50 com ϕ 12,5mm e 0,60m de comprimento, e extensômetros elétricos colados às barras de aço, nos três níveis de leitura ao longo do fuste da estaca mencionados acima. A estaca foi submetida a uma prova de carga do tipo lenta e caracterizou-se a ruptura geotécnica com uma carga de 262 kN.

Analisando os dados apresentados, pode-se notar que a estaca pré-moldada absorveu a maior parte da carga aplicada no topo, 262 kN, por atrito lateral, representando em média 84%. São apresentadas as cargas transferidas na ruptura na Tabela 3.4, para os níveis instrumentados 0,60m, 10,0m e 14,0m.

Tabela 3.4: Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estaca pré-moldada (ALBUQUERQUE, 1996).

Estaca	Carga no nível instrumentado para carga no topo de 262 kN (ruptura)			% de ponta
	0,6 m	10 m	14 m	
Pré-moldada	262	139	42,2	16,1

3.4.2. Estacas tipo hélice contínua

Albuquerque (2001) trabalhou com três estacas do tipo hélice contínua, todas com 0,40m de diâmetro nominal e 12m de comprimento, possuindo armadura longitudinal composta por 4 barras de aço CA-50 com ϕ 16mm e 6,0m de comprimento, estribos ϕ 6,3mm dispostos a cada 20cm. Foi utilizado concreto bombeável com slump de \pm 240mm, com consumo de cimento na ordem de 400 kg/m³ e agregados (areia e pedrisco) e sobre as estacas foram executados blocos de coroamento (0,7 x 0,7 x 0,7m) executados com concreto de fck de 25MPa. As estacas seguiram um alinhamento pré-definido e o espaçamento entre elas ficou em 4,80m (equivalente a 12 diâmetros). Os eixos das estacas foram posicionados, em planta, com auxílio de Teodolito; tomou-se o cuidado de executar as escavações nos pontos demarcados. No centro de todas as estacas testes foi colocado um tubo de aço galvanizado de ϕ int de 42,3 mm, sendo introduzido imediatamente após a concretagem. A instrumentação foi instalada em barras confeccionadas com extensômetros elétrico, feitas com aço CA-50 de ϕ de 12,5mm, com 0,60m de comprimento, que foram posteriormente unidas e colocadas dentro do tubo galvanizados em várias posições até formarem uma barra contínua. Foram determinados quatro níveis de instrumentação ao longo do fuste da estaca, sendo um na seção de referência (0,5m), 5m, 11,1m e o último aos 11,7m de profundidade. O valor médio da carga que caracterizou a ruptura foi de 885 kN, com desvio padrão de 143 kN para a prova de carga lenta.

Na realização das provas de carga, os carregamentos foram feitos em estágios sucessivos, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 12131:1992, tanto para os carregamentos rápidos quanto para os carregamentos lentos (ALBUQUERQUE, 2001).

Analisando as cargas na ruptura, nos níveis instrumentados, pode-se notar que as estacas hélice contínua absorveram a maior parte da carga por atrito lateral, representando em média 93% da carga total no primeiro carregamento (lento) e 94% da carga total no segundo carregamento (rápido). O valor médio da carga de ruptura para a prova lenta foi de 885 kN, sendo 823 kN transferidas por atrito lateral e 62 kN transferidas para a ponta, com desvio padrão de 143 kN; para a prova rápida foi de 803 kN de carga de ruptura e 116 kN de desvio padrão. Nota-se uma perda de resistência de 9%, em média, na prova rápida em relação à lenta (ALBUQUERQUE, 2001). São apresentadas as cargas transferidas na ruptura na Tabela 3.5, para as três estacas executadas, nas provas de carga lenta.

Tabela 3.5: Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estacas hélice contínua (ALBUQUERQUE, 2001).

Estaca	Carga no topo (kN)	Carga no nível instrumentado (kN)				% de ponta
		5 m	11,1 m	11,7 m	Ponta	
HC1 lenta	960	516	170,3	125,0	101,8	10,6
HC2 lenta	975	536	147,9	97,1	71,0	7,3
HC3 lenta	720	342	76,1	41,2	23,0	3,2
Média	885	Atrito lateral 823			62,0	7,0

3.4.3. Estacas tipo escavada

As três estacas escavadas ensaiadas também apresentam as características geométricas da estaca tipo hélice contínua e receberam a mesma armadura longitudinal. O concreto aplicado nas estacas apresentou f_{ck} da ordem de 15 MPa, utilizando areia e brita 2 como agregados e slump ± 70 mm. A instrumentação consistiu da mesma maneira como a da estaca hélice contínua. Foram determinados quatro níveis de instrumentação ao longo do fuste da estaca: um na seção de referência (0,5m), um aos 5m, um aos 11,1m e o último aos 11,7m de profundidade. O valor médio da carga que caracterizou a ruptura foi de 682 kN, com desvio padrão de 12 kN para a prova lenta (ALBUQUERQUE, 2001).

Na realização das provas de carga, os carregamentos foram feitos em estágios sucessivos, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 12131/1992, tanto para os carregamentos rápidos, quanto para os carregamentos lentos (ALBUQUERQUE, 2001).

As cargas transferidas na ruptura são apresentadas na Tabela 3.6 para as três estacas executadas nas provas de carga lenta, desprezando-se os ensaios da estaca ESC 1 que foram interrompidos, são eles os ensaios da prova de carga ESC1 lenta 01 e ESC1 lenta 02.

Tabela 3.6: Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estacas escavadas (ALBUQUERQUE, 2001).

Estaca	Carga no topo (kN)	Carga no nível instrumentado (kN)				% de ponta
		5 m	11 m	11,7 m	Ponta	
ESC1 prova lenta 3	684	441,6	75,9	27,9	3,4	0,5
ESC2 carga lenta	670	542,6	100,8	42,9	13,3	2,0
ESC3 carga lenta	693	475,1	99,5	50,2	25,1	3,6
Média	682	Atrito lateral 671			11,0	1,6

Analisando os dados apresentados, pode-se notar que as estacas escavadas absorveram a maior parte da carga aplicada no topo por atrito lateral, representando em média 98% da carga total no carregamento lento e 94% da carga total no carregamento rápido (ALBUQUERQUE, 2001).

3.4.4. Estacas tipo hélice de deslocamento (ômega)

As três estacas tipo hélice de deslocamento (ômega) foram instrumentadas exatamente como as estacas tipo hélice contínua e receberam mesma especificação de concreto. O valor médio da carga que caracterizou a ruptura foi de 1.428 kN, com desvio padrão de 113 kN para a prova lenta (ALBUQUERQUE, 2001).

Na realização das provas de carga, os carregamentos foram feitos em estágios sucessivos, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 12131/1992, tanto para os carregamentos rápidos, quanto para os carregamentos lentos.

As cargas transferidas na ruptura são apresentadas na Tabela 3.7, para as três estacas executadas nas provas de carga lenta, desprezando-se o ensaio da estaca O1 que foi interrompido, chamada de prova de carga O1 lenta 1.

Tabela 3.7: Valores de carga no topo nos níveis instrumentados para a carga de ruptura – estacas tipo hélice de deslocamento (ômega) (ALBUQUERQUE, 2001).

Estaca	Carga no topo (kN)	Carga no nível instrumentado (kN)				% de ponta
		5 m	11,1 m	11,7 m	Ponta	
O1 lenta2	1.545	1.013,7	308,3	215,9	168,6	10,9
O2 lenta	1.420	984,0	405,1	329,2	290,4	20,5
O3 lenta	1.320	1.064,0	291,0	189,7	137,8	10,4
Média	1.428	Atrito lateral 1219			209,0	14,6

Analisando os dados da Tabela 3.7, que apresenta as cargas transferidas na ruptura, pode-se notar que as estacas tipo hélice de deslocamento (ômega) absorveram a maior parte da carga aplicada no topo por atrito lateral, representando em média 86% da carga total no carregamento lento e 87% da carga total no carregamento rápido (ALBUQUERQUE, 2001).

3.4.5. Estacas tipo raiz

Nogueira (2004) trabalhou com três estacas tipo raiz de 0,40m de diâmetro e 12m de comprimento, com armadura longitudinal em todo o comprimento da estaca composta por 6 barras de aço CA-50 com ϕ 16mm, estribos ϕ 6,3mm dispostos a cada 20cm, sendo ϕ ext do estribo de 280mm, utilizando argamassa rica, com consumo de cimento variando de 500 a 680kg/cm³, “flow-table” variando de 160 a 220mm e resistência aos 28 dias entre 30 e 60 MPa, com proporção de agregado moído/cimento de 2 a 3,2, água/cimento de 0,35 a 0,45. Foi utilizada argamassa industrializada, denominada Votomassa Grout. O conjunto formado pela argamassa e as barras de aço resultou em um fck de 20 MPa. A execução das estacas deu-se através da perfuratriz CR-12 CLO ZIRONI, de 60 cv de potência e pressão de 170 kg/cm², com torque máximo de 1000 kg.m e torre treliçada de cerca de 8m. As estacas foram instrumentadas em 3 três profundidades: aos 0,5m, aos 5,0m e aos 11,70m. A instalação da barra instrumentada foi posterior à concretagem da estaca e só foi possível por ter sido deixado um tubo de aço

galvanizado de espera dentro da estaca. Sobre as estacas foram executados blocos de coroamento (0,7 x 0,7 x 0,7m).

Na realização das provas de carga do tipo lento, seguiu-se as recomendações da norma ABNT NBR 12131/1992. O sistema de reação utilizado nessa prova de carga seguiu a mesma montagem do sistema de reação das provas de carga em estacas tipo hélice contínua. As cargas transferidas na ruptura são apresentadas na Tabela 3.8, para os níveis instrumentados, para as três estacas executadas.

Tabela 3.8: Cargas transferidas na carga de ruptura – estaca raiz com 12 m de comprimento (NOGUEIRA, 2004).

Estaca	Carga no topo (kN)	Carga no nível instrumentado (kN)			% de ponta
		5 m	11,7 m	Ponta	
Raiz C1	980	597,9	54,5	30,0	3,1
Raiz C2	980	Informação perdida	47,1	21,7	2,2
Raiz C3	980	607,7	66,5	42,1	4,3
Média	980	Atrito lateral 949,0		31,0	3,2

Analisando os dados da Tabela 3.8, que apresenta as cargas transferidas na ruptura, pode-se notar que as estacas tipo raiz, na média, absorveram a maior parte da carga aplicada no topo por atrito lateral, representando em média 97% da carga total (NOGUEIRA, 2004).

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Todos os parâmetros necessários para a determinação da capacidade de carga das estacas, pelos métodos empíricos e semi empíricos apontados na bibliografia, foram extraídos dos dados obtidos no relatório dos ensaios pressiométricos executados, tanto das campanhas anteriores quanto da campanha de 2015.

4.1. Ensaio Pressiométrico

Dos processamentos realizados pelo software GeoSPAD, extraíram-se as informações de pressão máxima ($p_{m\acute{a}x}$), volume máximo ($v_{m\acute{a}x}$) e a pressão diferencial utilizada, anotadas no relatório como condições do ensaio. Denominados parâmetros fundamentais, obtidos pelas análises das informações coletadas, destacam-se a pressão de fluência (p_F), a pressão limite (p_L) e o módulo pressiométrico Ménard (E_M). Como parâmetros complementares, tem-se a tensão horizontal na profundidade estudada (σ_{hs}), que permite a obtenção da pressão limite efetiva, denominada p_{L*} , sendo essa a informação aplicada aos métodos de fundações. É possível determinar a pressão limite efetiva (p_{L*}) subtraindo o valor da tensão horizontal no ponto em estudo (σ_{hs}) do valor da pressão limite (p_L) na mesma profundidade. A curva pressiométrica dos ensaios apresenta-se no anexo A. As tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam o resumo dos parâmetros para os ensaios PMT-01, PMT-02 e PMT-03, respectivamente, já corrigidos, uma vez que algumas inconsistências e problemas no campo durante a execução dos ensaios não permitiu utilizar diretamente os parâmetros fornecidos pelo software GeoVision, que foram obtidos em campo pelo GeoSPAD, software e hardware de aquisição de dados. A tabela com os parâmetros originais do ensaio está representada no anexo A. Para a determinação da pressão limite efetiva o coeficiente de empuxo no repouso K_0 admitido pelo software é 0,5 e o coeficiente de poisson admitido para o cálculo de E_M é 0,33.

O ensaio PMT-01 está localizado próximo a uma estaca de reação, e provavelmente, por ser uma região com solo desestruturado, seu reflexo no ensaio pressiométrico pode ter prejudicado alguns resultados. O ensaio realizado a 1m de profundidade foi considerado inválido, provavelmente a execução de seu pré-furo não seguiu como recomendado, aos 3m e aos 6m ocorreu que, durante o ensaio, as pressões obtidas em p_2 e p_f não convergiram a um valor, e sendo assim as pressões limite e limite efetiva não puderam ser determinada. A tabela

4.1 indica os valores válidos obtidos para esse ensaio, e que foram tomados para compor as pressões a serem utilizadas nos cálculos de fundações. Nota-se ainda que aos 11m o módulo pressiométrico E_M não obteve um resultado satisfatório, e assim foi eliminado da composição do gráfico da figura 4.3.

Tabela 4.1: Parâmetros válidos obtidos no ensaio PMT-01

Prof (m)	p₁ (MPa)	p₂ (MPa)	E_M (MPa)	p_L (MPa)	p_L* (MPa)
1	N/D	N/D	N/D	N/D	indefinida
3	0,03	0,11	2,20	indefinida	indefinida
6	0,07	0,25	3,55	indefinida	indefinida
9	0,33	0,40	3,43	0,67	0,59
11	N/D	N/D	N/D	N/D	indefinida
13	0,09	0,82	12,94	1,09	0,97
N/D – Ensaio não determinado					

O ensaio PMT-02 foi executado distante das estacas existentes no campo experimental e seus dados não foram afetados, como indica a tabela 4.2. Contudo, nesse ensaio a cravação do pré-furo não conseguiu avançar além da cota necessária para se realizar o ensaio a 9,0m, parando a cravação aos 8,50m, provavelmente a camada indicada pela sondagem entre 6,5m e 7,0m foi encontrada nesse ensaio aos 8,50m. Sendo assim a investigação do PMT-02 se encerrou aos 6,0m de profundidade.

Tabela 4.2: Parâmetros válidos obtidos no ensaio PMT-02

Prof (m)	p₁ (MPa)	p₂ (MPa)	E_M (MPa)	p_L (MPa)	p_L* (MPa)
1	0,03	0,08	3,08	0,20	0,19
3	0,04	0,21	5,41	0,41	0,38
6	0,09	0,45	14,57	0,70	0,64

O ensaio PMT-03 foi executado distante das estacas existentes e ensaiadas no campo experimental, e seus resultados foram satisfatórios em todas as profundidades, como indica a tabela 4.3. No ensaio aos 9,0m os valores corrigidos de pressão ficaram iguais, não afetando o módulo E_M . Porém podem ter afetado a pressão limite, e nesse caso essa pressão não será considerada para os cálculos.

Tabela 4.3: Parâmetros válidos obtidos no ensaio PMT-03

Prof (m)	p_1 (MPa)	p_2 (MPa)	E_M (MPa)	p_L (MPa)	p_{L^*} (MPa)
1	0,08	0,19	3,20	0,25	0,24
3	0,06	0,23	3,33	0,38	0,35
6	0,13	0,44	7,50	0,60	0,55
9	0,08	0,313	4,58	0,45	0,369
11	0,17	0,82	11,92	1,11	1,01
13	0,18	0,83	8,22	1,16	1,04

Uma vez que os valores para as pressões limite efetivas são utilizados nos métodos para determinação da capacidade de carga de estacas, a Figura 4.1 apresenta um gráfico composto por todas as curvas de pressão limite vs as profundidades estudadas, para os três ensaios.

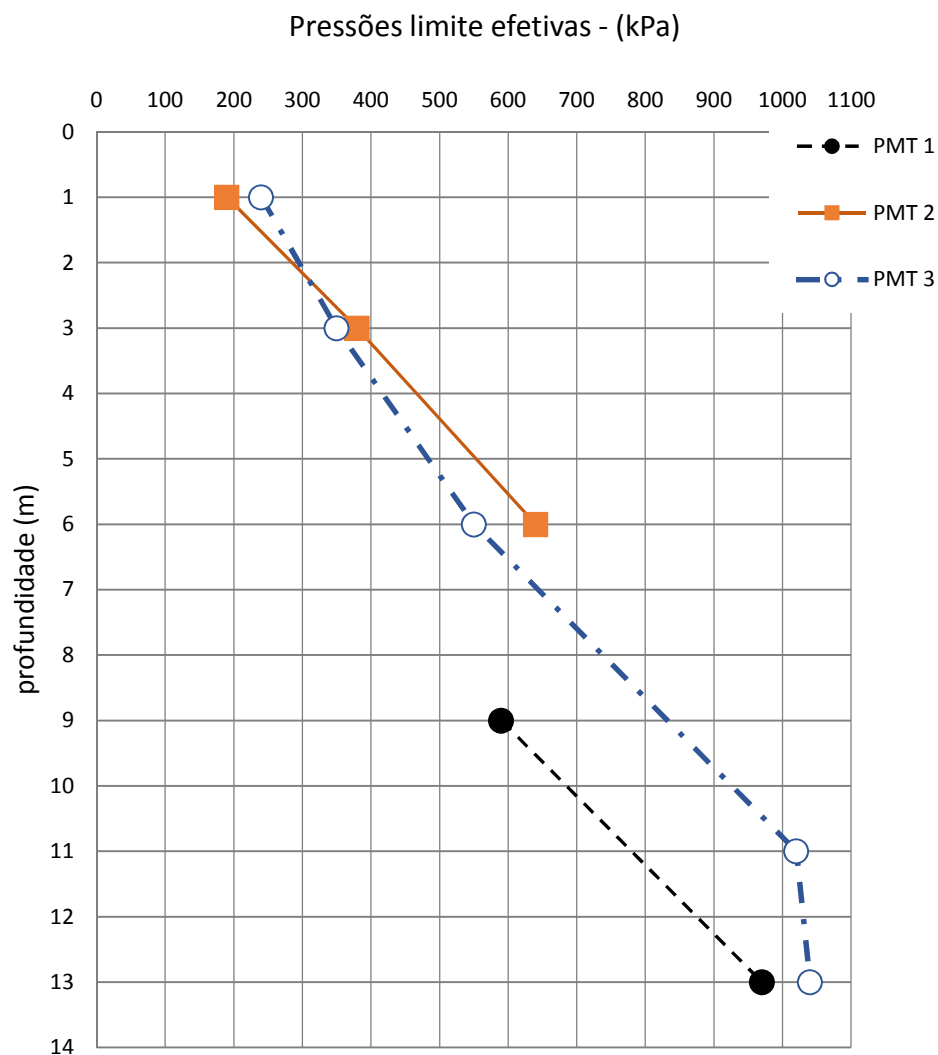


Figura 4.1: Pressões limite efetivas obtidas nos 3 ensaios (autor).

Analisando as pressões limite efetivas, nota-se que o ensaio PMT-01 apresenta dois pontos de ensaio válidos, nas profundidades 9m e 13m. Aos 9m a pressão limite efetiva desse ensaio apresentou valores abaixo do ensaio PMT-03. Os ensaios PMT-02 e PMT-03 iniciaram com valores de pressões semelhantes e seguiram, ao longo da profundidade, com valores de pressão limite efetiva crescentes e semelhantes até os 6 m de profundidade. Nessa profundidade, o ensaio PMT-02 foi interrompido devido camada concrecionada encontrada e limitação do trado que executava o pré-furo. O ensaio PMT-03 seguiu com pressões crescentes até 13 m de profundidade, nesse ponto ambos os ensaios PMT-03 e PMT-01 obtiveram pressões semelhantes.

As pressões limite e limite efetiva geraram valores médios, que serão aplicados nas análises que se seguem nesse trabalho, a figura 4.2 ilustra essas curvas médias ao longo da profundidade.

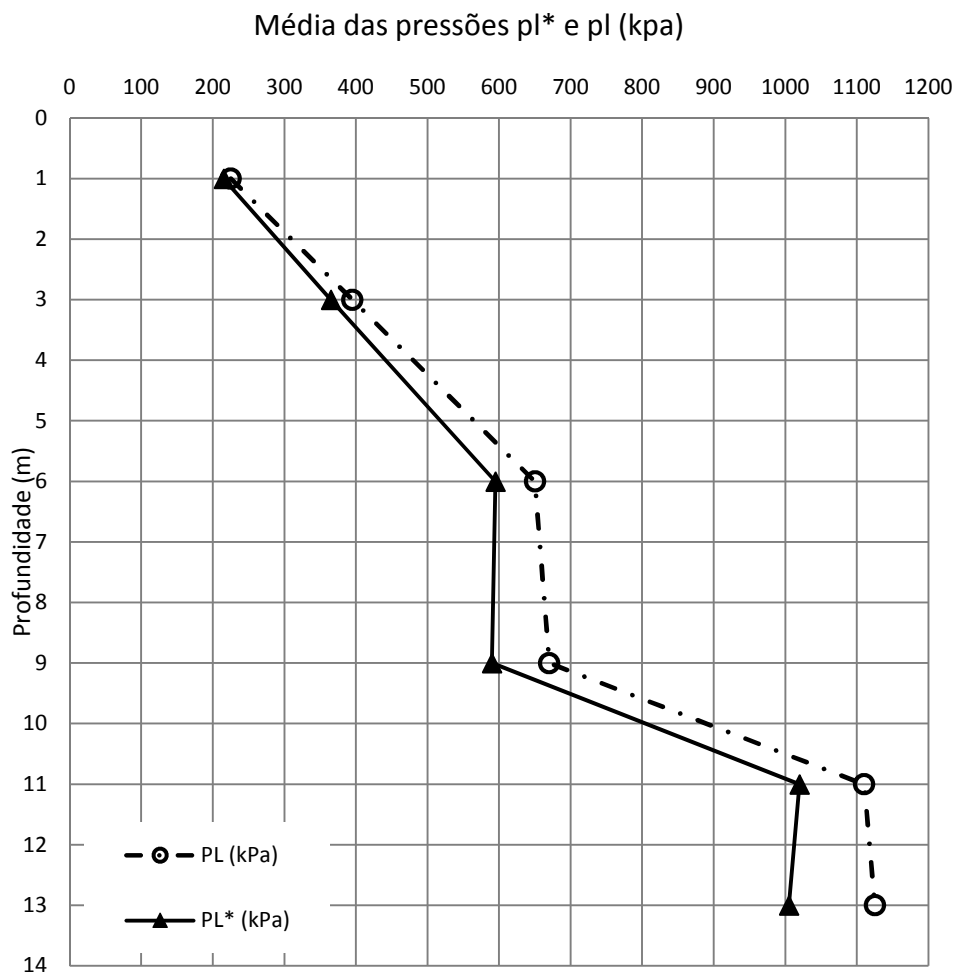


Figura 4.2: Média das pressões limites e pressões limites efetivas (autor).

Os valores médios das pressões limite efetivas foram aplicados aos métodos de cálculo de capacidade de carga de estacas na sequência deste trabalho. Quando se analisa a curva média de pressões, nota-se que, como em algumas profundidades ensaiadas os parâmetros não puderam ser determinados, a média se tornou, às vezes, o valor entre dois pontos, e até mesmo um valor obtido num só ensaio, sendo assim, a média não é de fato média de três valores, mas um composto de valores válidos a cada profundidade ensaiada. Os valores de pressão são sempre crescentes, porém a diferença de pressão aos 6m e aos 9m não é expressiva, o mesmo ocorre com as pressões entre os 11m e os 13m de profundidade.

Um outro parâmetro muito importante, fornecido pelo ensaio pressiométrico é o módulo pressiométrico (E_M) que permite, através de métodos semi empíricos, determinar o módulo de deformabilidade do solo (E). Os valores do módulo E_M obtidos são apresentados na Figura 4.3, para os ensaios PMT-01, PMT-02 e PMT-03.

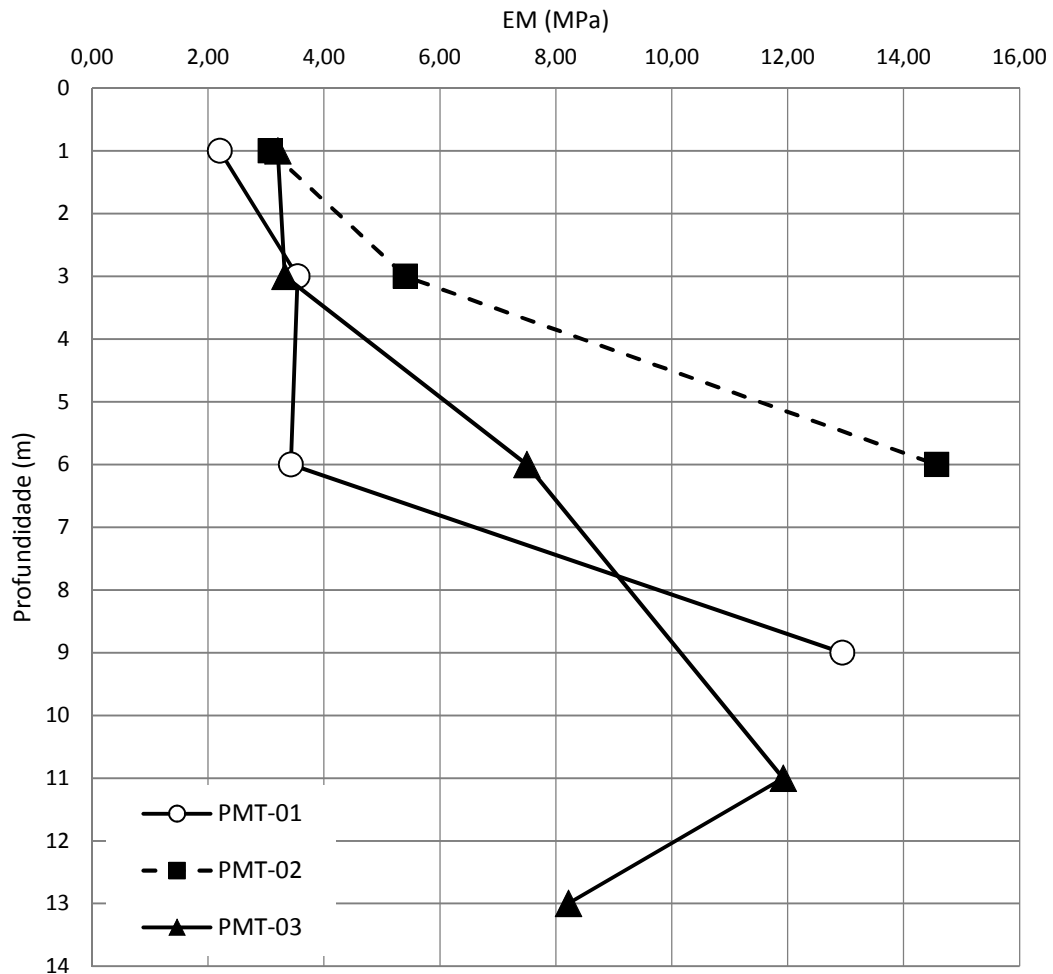


Figura 4.3: Módulo pressiométrico obtido nos ensaios PMT-01, PMT-02 e PMT-03 (autor).

Observando-se os resultados obtidos nos ensaios PMT-01, tem-se valores crescentes de E_M , variando de 2 MPa a 13 MPa, ao longo da profundidade. O ensaio PMT-02 foi paralisado ao encontrar uma camada impenetrável à ferramenta de percussão que executava o pré-furo em profundidades abaixo dos 6,0 m, possuindo valores de E_M entre 3 e 14 MPa. O ensaio PMT-03 apresentou valores crescentes E_M entre 3 e 8 MPa profundidade, porém entre os ensaios aos 11m e aos 13m o valor de E_M foi decrescente.

4.2. Previsão da capacidade de carga

Nesse item apresentam-se os resultados obtidos com a aplicação dos métodos de previsão da capacidade de carga apresentados na revisão bibliográfica. Os valores da pressão limite efetiva que foram aplicadas aos métodos constituem a média dos valores obtidos dentre os ensaios PMT-01, PMT-02, PMT-03 e do ensaio pressiométrico da campanha de agosto de 2015. Os seis métodos descritos na revisão bibliográfica foram aplicados aos cinco tipos de estacas estudadas no campo experimental. São eles:

- Método de Ménard (1963);
- Método de Baguelin *et al.* (1978);
- Método de Bustamante e Gianeselli – LCPC-SETRA (1982);
- Método do LCPC-SETRA (1985);
- Método da antiga norma francesa de fundações e pavimentos, denominado fascículo 62-V (1999); e
- Método NF P 94-262 (2012).

Para a comparação entre os valores da carga total de ruptura obtidos nos métodos de cálculo e os valores das cargas de ruptura obtidas por meio de provas de carga estática com carregamentos lentos, admitiu-se os dados indicados nas seguintes publicações:

- Estaca tipo pré-moldada, estudada por Albuquerque (1996);

- Estaca tipo hélice contínua, escavada, hélice de deslocamento (ômega), estudadas por Albuquerque (2001); e
- Estaca tipo raiz, estudada por Nogueira (2004).

Nestas publicações, estão anotados por completo todos os dados das provas de carga aplicadas para cada estaca, as diferenças entre métodos executivos, as conclusões a respeito dos estudos realizados, entre outras informações.

As comparações entre os métodos de cálculo e os resultados obtidos das provas de carga, para cada tipo de estaca, foram feitas em termos de carga total de ruptura (Q_R), carga na ponta (Q_P) e de carga transferida por atrito lateral (Q_L). Tentou-se estabelecer uma curva de transferência de carga para representar as cargas de ruptura obtidas nos níveis instrumentados da prova de carga também para cada método de cálculo, ao longo da profundidade.

Num segundo momento, tomou-se como referência a carga na ruptura da prova de carga, separadamente a carga de ponta e a carga distribuída por atrito lateral, para estabelecer uma relação entre os valores obtidos na prova de carga e os valores obtidos nos cálculos de fundações, para cada método estudado. Dessa forma, foi possível determinar uma razão entre a carga calculada (Q_{calc}), seja ela Q_R , Q_L ou Q_P e a carga obtida na prova de carga (Q_{pc}), nos mesmos termos. Observando essa relação estabeleceu-se uma faixa de aceitação de valores variando de -20% a +20% em relação à prova de carga, visando indicar a aceitação do método.

4.2.1. Estaca pré-moldada de concreto

A estaca pré-moldada foi submetida a uma prova de carga do tipo lenta e caracterizou-se a ruptura geotécnica com uma carga de 262 kN (ALBUQUERQUE, 1996). A Figura 4.4 indica a transferência de carga em profundidade ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos de cálculo e compara-os à transferência obtida na prova de carga. Conforme consta em Paschoalin Filho (2008) as estacas pré-moldadas de concreto sofreram com o efeito de drapejamento, e foi observado que até os 4,0m de profundidade a estaca havia se descolado do solo. Dessa forma, esse trecho de estaca foi desconsiderado do cálculo de capacidade de carga.

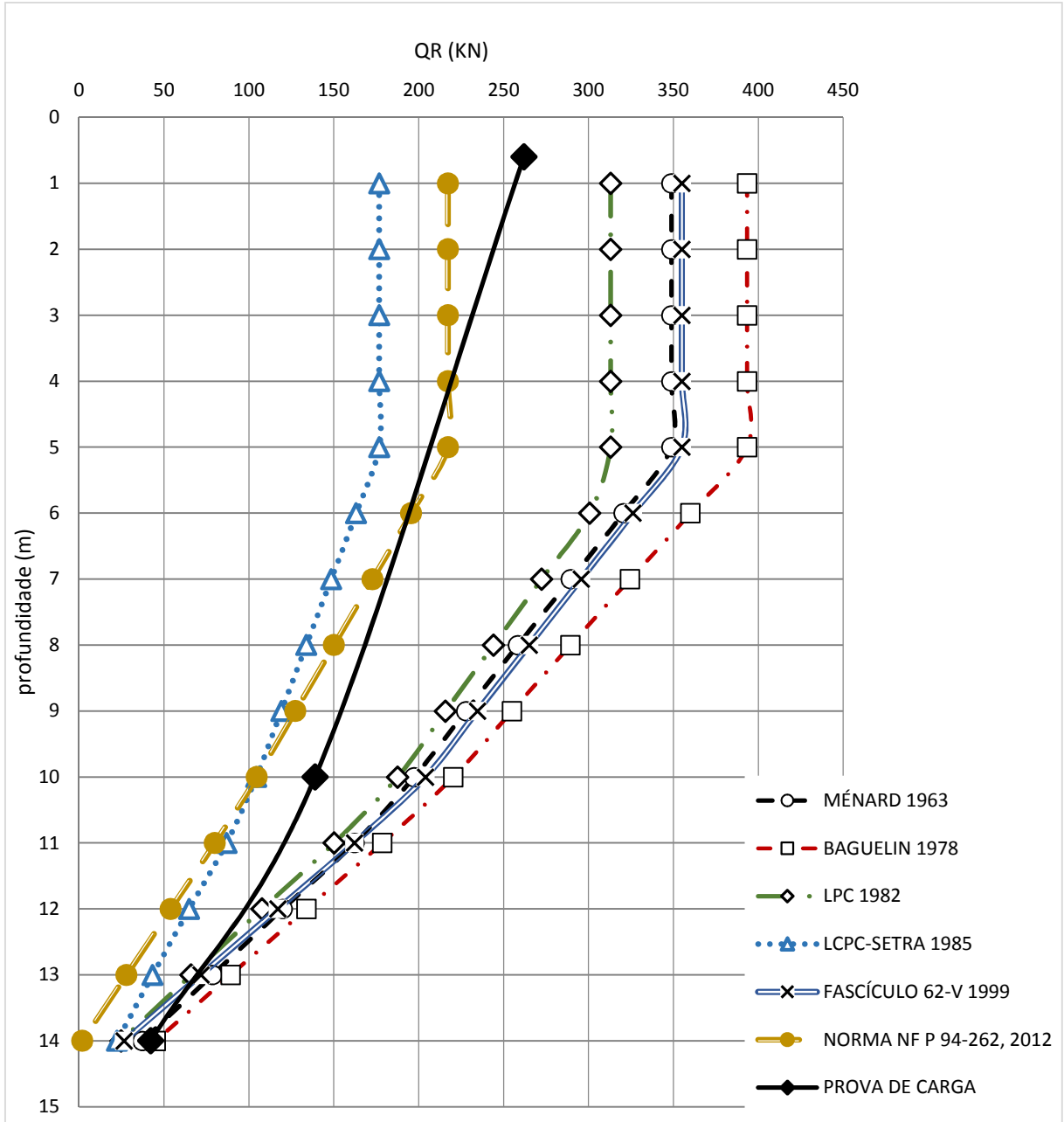


Figura 4.4: Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga da estaca pré-moldada de concreto (autor).

A carga de ruptura total obtida no topo da estaca variou de 176 kN, obtida no Método LCPC-SETRA (1985), a 393 kN, obtida no Método de Baguelin *et al.* (1978). Por sua vez, as cargas obtidas na ponta da estaca variaram de 1 kN, obtida no método da Norma francesa NFP 94-262 (2012), a 42 kN obtida no Método de Baguelin *et al.* (1978). A distribuição da carga lateral variou de 154 kN obtida pelo cálculo Método LCPC-SETRA (1985) e 348 kN pelo Método de Baguelin *et al.* (1978). Observando-se o comportamento das curvas de distribuição de cargas, e dando especial atenção ao método mais recente, o Método da Norma francesa NFP

94-262 (2012), nota-se que existem semelhanças em seus coeficientes angulares, denotando uma possível utilização desse método para o cálculo em estacas pré-moldadas de concreto.

Com a finalidade de avaliar a aceitação dos valores obtidos nos cálculos foi estabelecida a relação Q_{calc}/Q_{pc} , que é a relação entre a carga calculada e a carga obtida na prova de carga e são ilustradas nas figuras 4.5, 4.5 e 4.7.

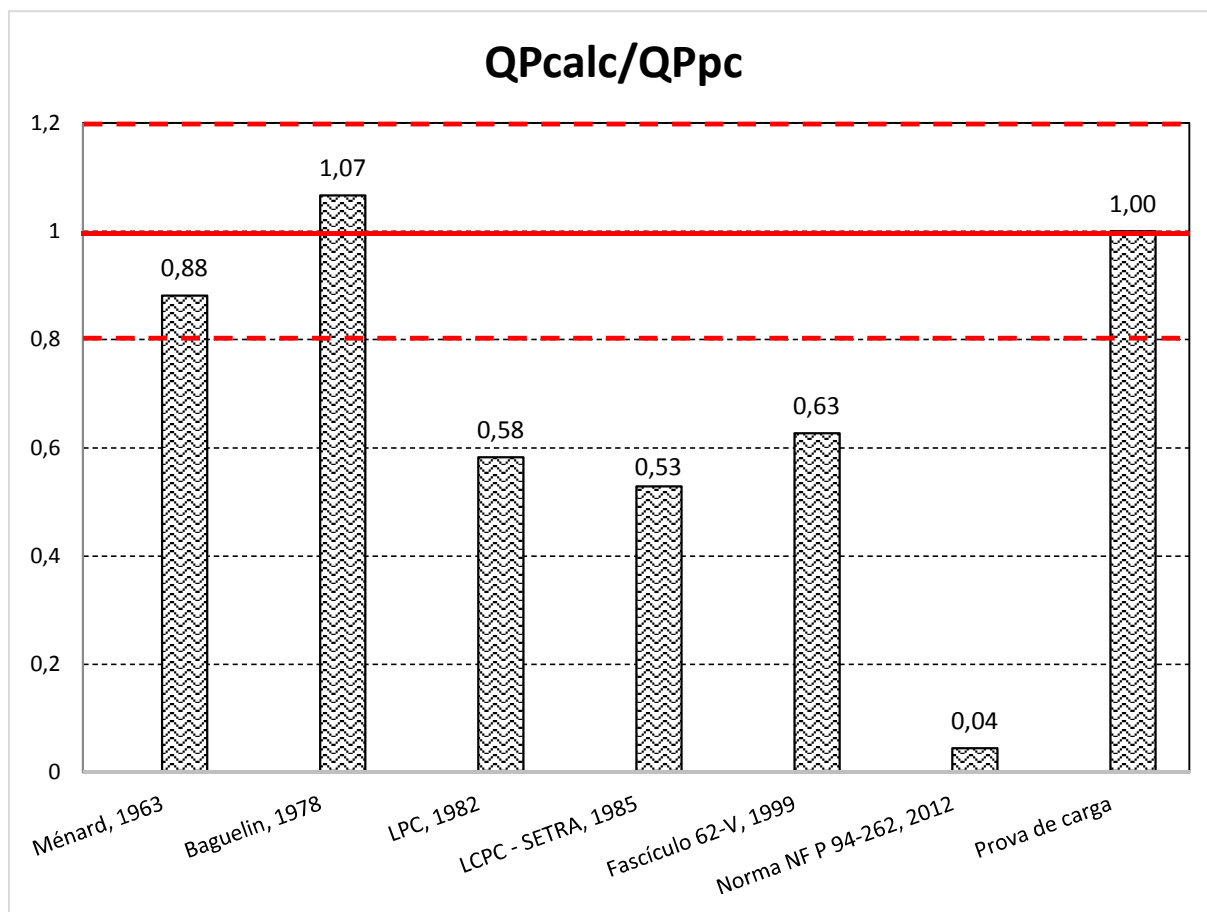


Figura 4.5: Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga da estaca pré-moldada de concreto (autor).

Estabelecida essa relação Q_{calc}/Q_{pc} , tanto para as parcelas de ponta e de atrito lateral quanto para a carga total, é possível identificar uma faixa de aceitação de valores, que varia de $\pm 20\%$ em relação ao valor obtido pela prova de carga.

Analisando a relação Q_{calc}/Q_{pc} , estabelecida para a carga transferida pela ponta da estaca pré-moldada, tem-se que dentro da faixa de aceitação dos valores, enquadram-se o

Método de Baguelin *et al.* (1978) 1,07 vezes maior que a prova de carga e o Método de Ménard (1963) 1,14 vezes menor que a prova de carga.

De maneira análoga, foi estabelecida a relação QL_{calc}/QL_{pc} para as cargas distribuídas por atrito lateral, ilustrada no gráfico da Figura 4.6.

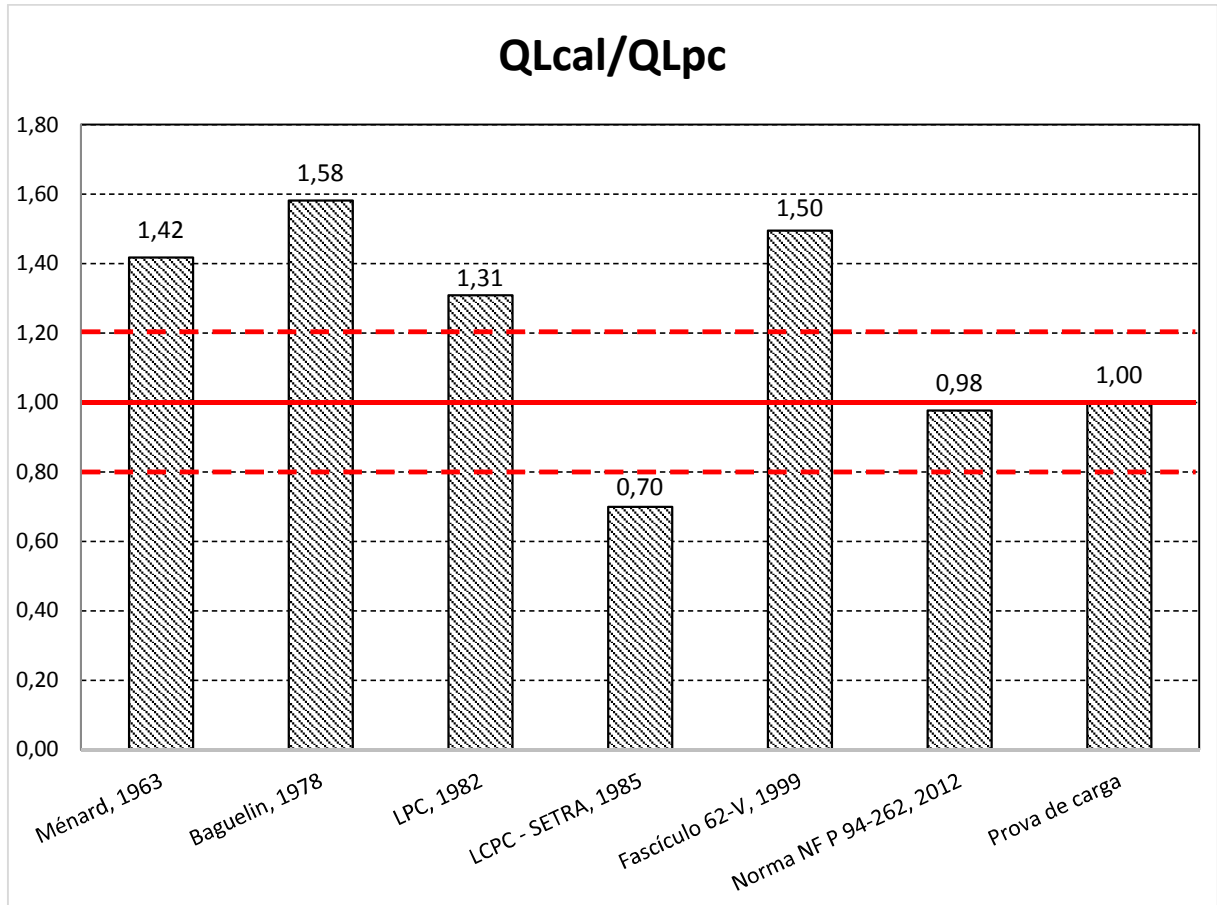


Figura 4.6: Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga da estaca pré-moldada de concreto (autor).

Analisando a relação para as cargas transferidas por atrito lateral, observa-se que somente um método se situou no intervalo estabelecido de aceitação dos valores, o Método da Norma francesa NFP 94-262 (2012). O Método LCPC-SETRA (1985) retornou valor abaixo do obtido pela prova de carga. Os demais métodos apresentaram valores entre 1,31 a 1,58 vezes maior que os obtidos na prova de carga.

A relação entre carga calculada e carga obtida na prova de carga também se estendeu para a análise da carga total no topo da estaca pré-moldada. A Figura 4.7 ilustra o gráfico QR_{calc}/QR_{pc} , preparado com os valores calculados pelos métodos para a carga de ruptura total e para a carga de ruptura total, obtida no topo da estaca para a prova de carga. A mesma faixa de discrepância de $\pm 20\%$ foi admitida nesse gráfico.

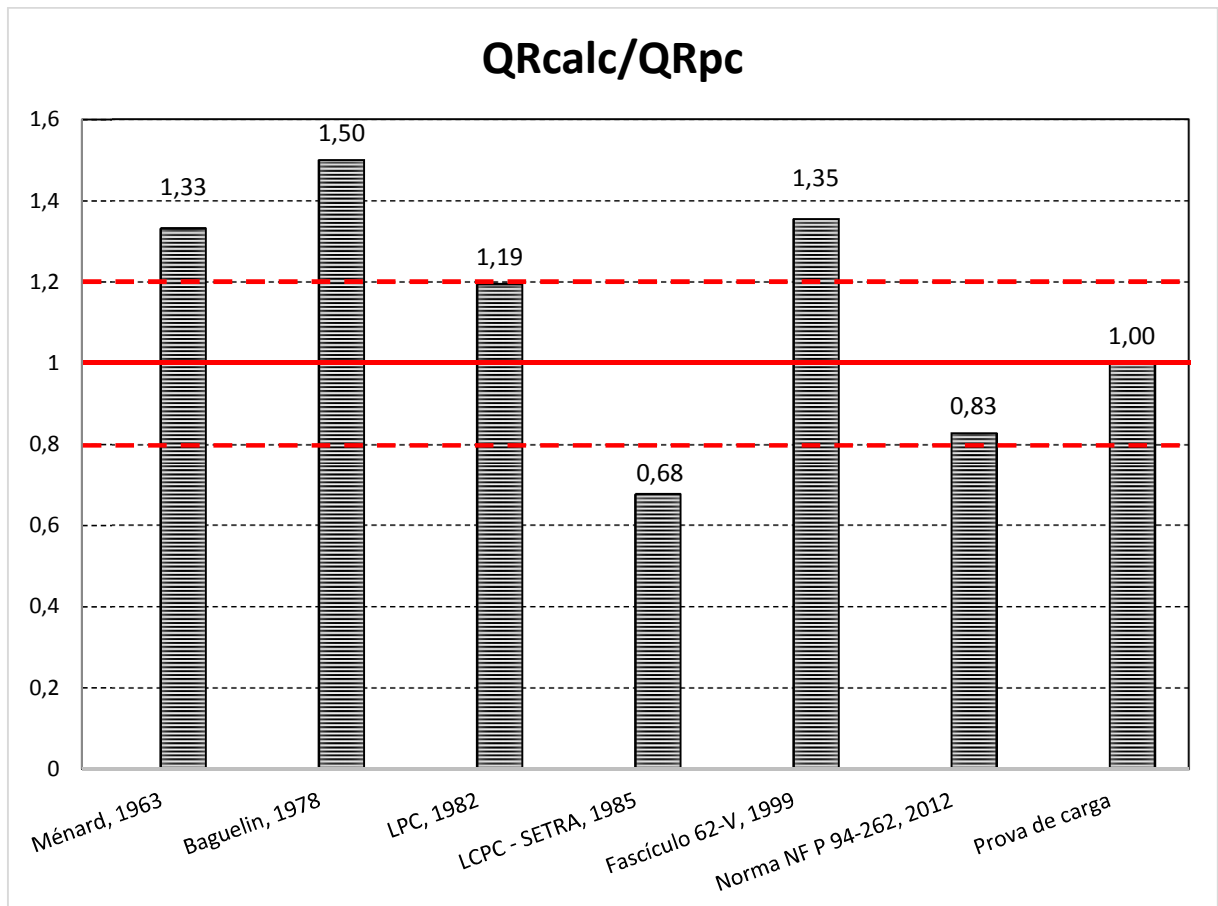


Figura 4.7: Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga da estaca pré-moldada de concreto (autor).

Com base nos resultados apresentados na Figura 4.7, pode-se verificar que o Método LPC (1982) e o Método da Norma francesa NFP 94-262 (2012) se situaram no intervalo pré-definido ($\pm 20\%$). Os demais métodos apresentaram valores de carga de ruptura superiores, com variação de 1,33 para o Método de Ménard (1963) a 1,50 no Método de Baguelin *et al.* (1978).

4.2.2. Estaca hélice contínua

O valor médio da carga que caracterizou a ruptura total da estaca tipo hélice contínua foi de 885 kN, com desvio padrão de 143 kN e coeficiente de variação de 16 % (ALBUQUERQUE, 2001). A Figura 4.8 apresenta a transferência de carga ao longo do fuste da estaca para os vários métodos.

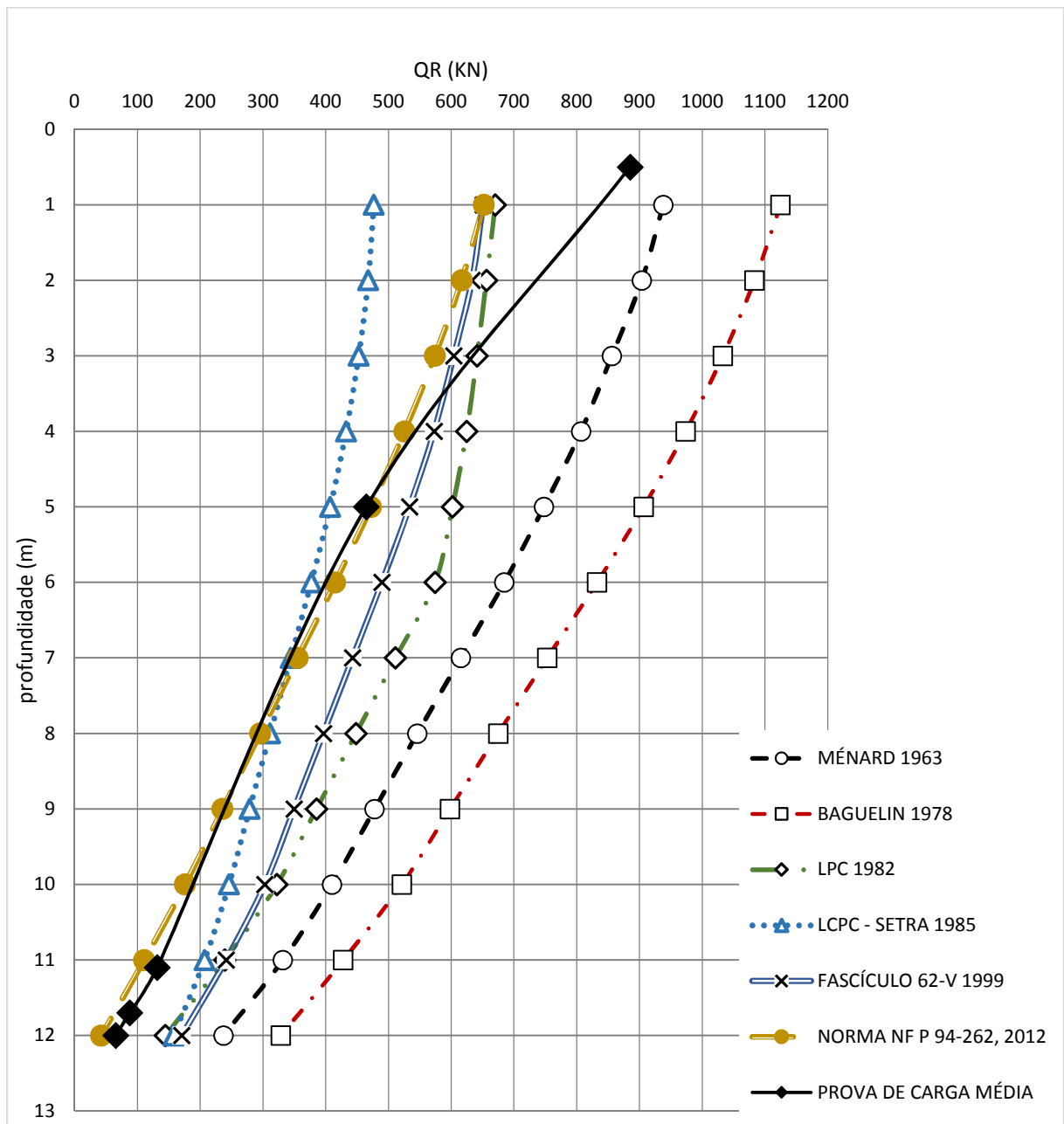


Figura 4.8: Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a média prova de carga das estacas tipo hélice contínua (autor).

A carga de ruptura total obtida no topo da estaca variou de 476 kN, obtida no Método LCPC-SETRA (1985), a 1124 kN, obtida no Método de Baguelin *et al.* (1978). Por sua vez, as cargas obtidas na ponta da estaca variaram de 65 kN, obtida no método da norma francesa, NFP 94-262 (2012), a 328 kN, obtida no Método Baguelin *et al.* (1978). A distribuição da carga lateral variou entre 319 kN, no método LCPC-SETRA (1985), a 796 kN, no método de Baguelin *et al.* (1978). Observando-se o comportamento das curvas de distribuição de cargas, e dando especial atenção ao método mais recente, o Método da Norma francesa NFP 94-262 (2012), nota-se que existem semelhanças em seus coeficientes angulares, denotando uma possível utilização desse método para o cálculo em estacas hélice contínua.

Da mesma maneira como ocorreu com a estaca tipo pré-moldada de concreto, as relações Q_{calc}/Q_{pc} são ilustradas nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11. A Figura 4.9 ilustra a relação de cargas para a parcela de carga de ponta.

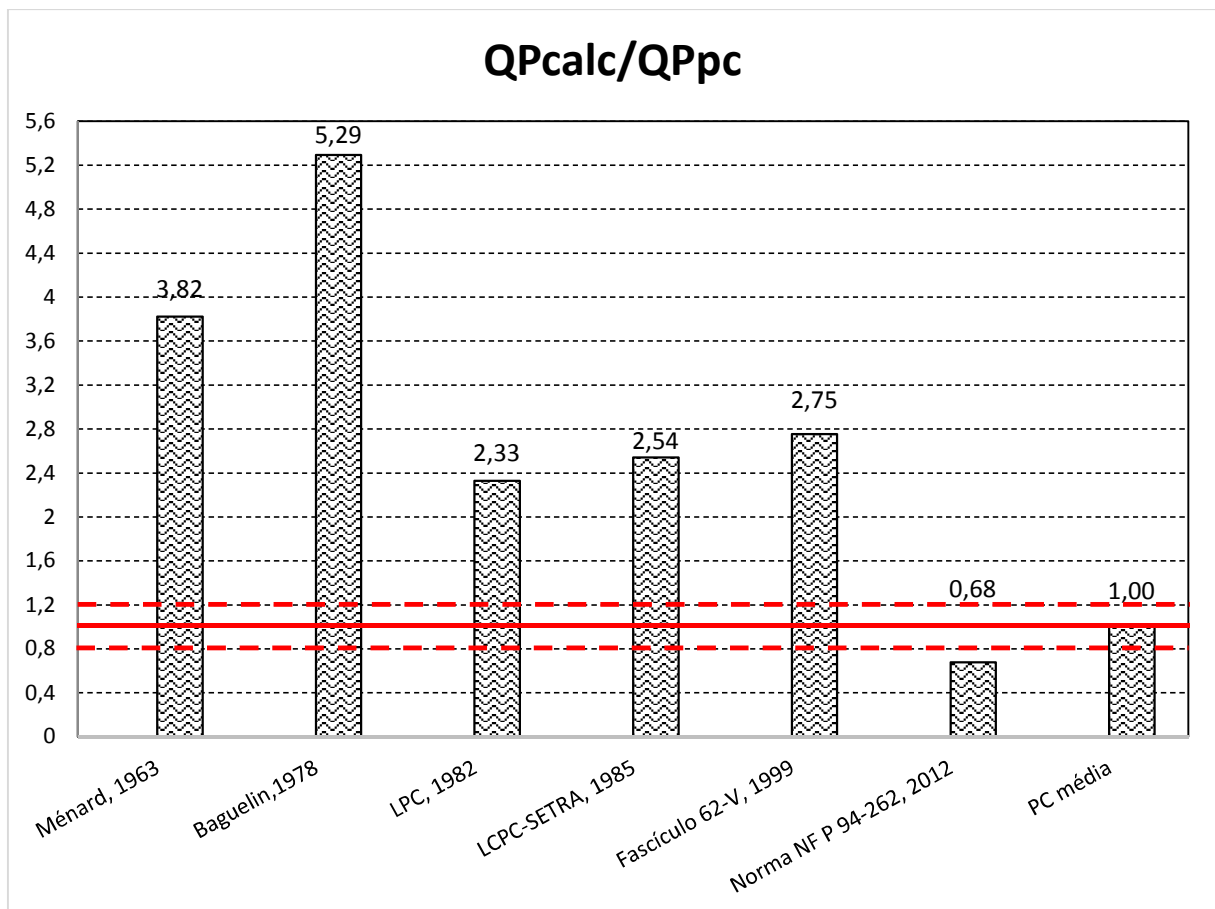


Figura 4.9: Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo hélice contínua (autor).

Analisando a relação QP_{calc}/QP_{pc} , estabelecida para a carga transferida pela ponta da estaca hélice contínua, nota-se que não existem valores dentro da faixa de aceitação dos resultados. O Método Baguelin *et al.* (1978) apresentou valores cerca de 5,29 maiores que o valor obtido na prova de carga para a parcela da ponta, sendo esse o maior valor obtidos dentre os cálculos. Por outro lado, o Método da Norma NFP 94-262 (2012) obteve um valor cerca de 1,47 vezes menor que o obtido na prova de carga. De maneira análoga, foi estabelecida a relação QL_{calc}/QL_{pc} para as cargas distribuídas por atrito lateral, ilustrada no gráfico da Figura 4.10.

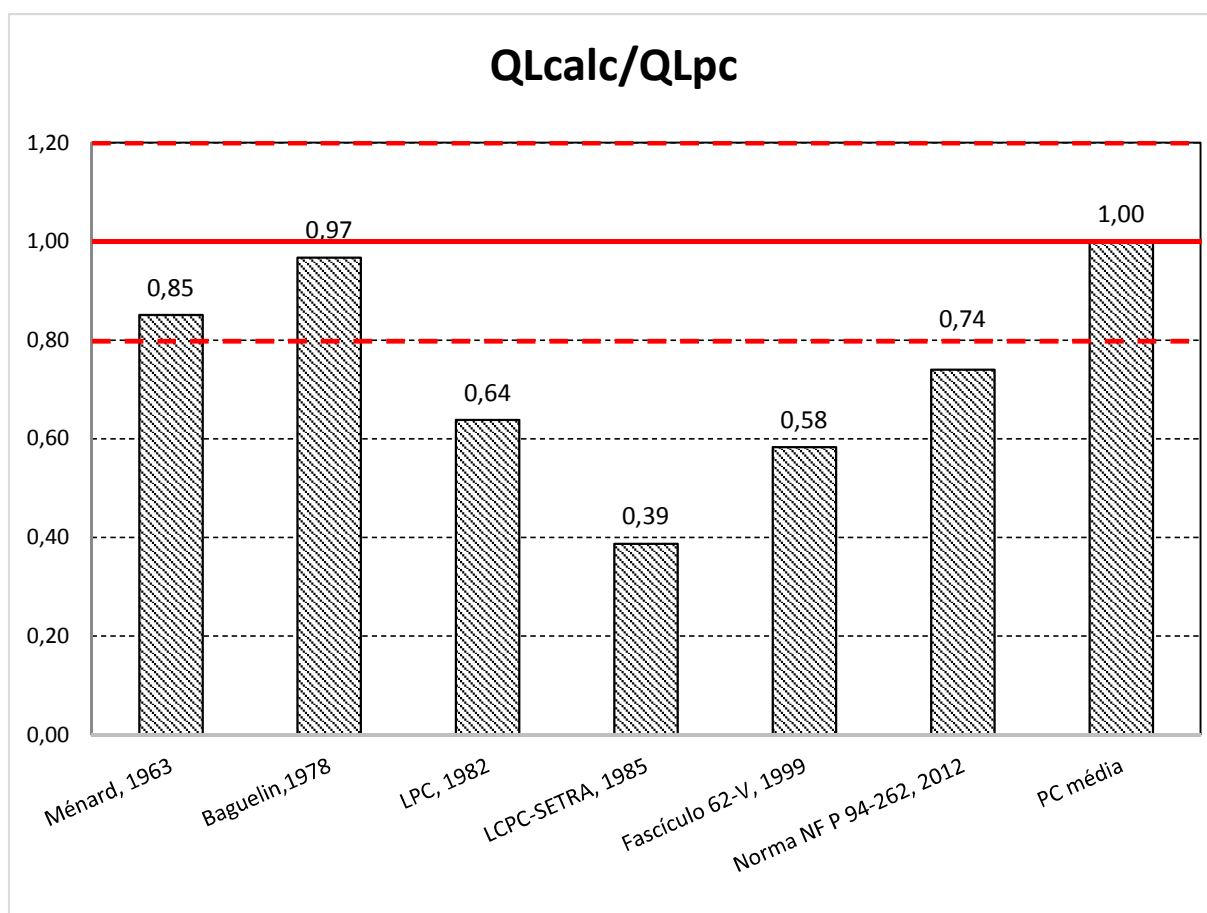


Figura 4.10: Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo hélice contínua (autor).

Ao contrário do que ocorreu com os cálculos da parcela de ponta, analisando a relação para as cargas transferidas por atrito lateral, observa-se o método de Baguelin *et al.* (1978) se manteve dentro da faixa de $\pm 20\%$ em relação à prova de carga, bem como o método de Ménard (1963). Já os demais métodos obtiveram valores variando de 2,56 a 1,35 vezes menores que o resultado da prova de carga, sendo que o menor dos resultados foi obtido pelo método

LCPC-SETRA (1985). A Figura 4.11 ilustra o gráfico QR_{calc}/QR_{pc} , preparado com os valores calculados pelos métodos para a carga de ruptura total. E pela carga de ruptura total medida, no topo da estaca, obtida pela prova de carga. A mesma faixa de discrepância de $\pm 20\%$ é admitida nesse gráfico.

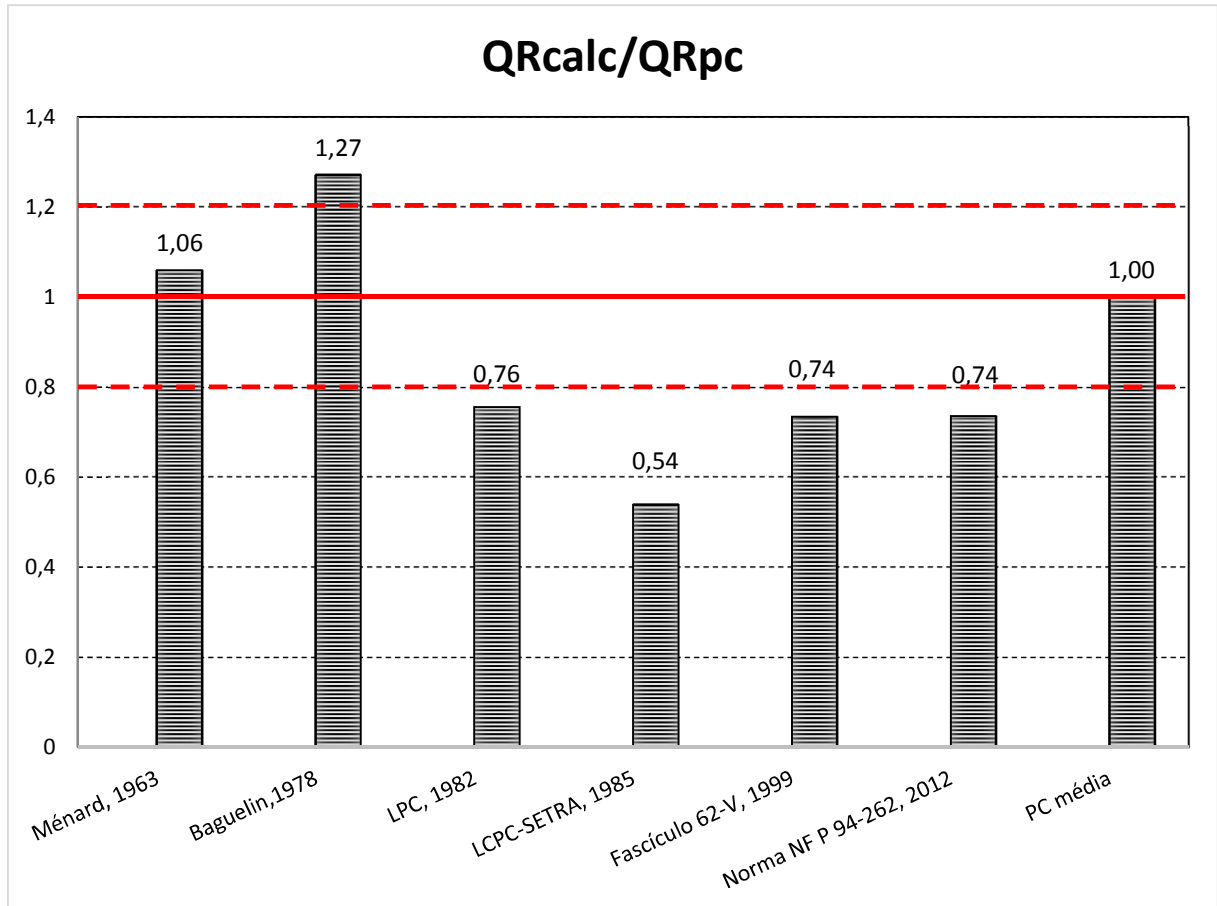


Figura 4.11: Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas tipo hélice contínua (autor).

Com base nos resultados apresentados na Figura 4.11, pode-se verificar que o Método de Ménard (1963) se encontra dentro da faixa de discrepância, apresentando-se superior ao resultado da prova de carga em 1,06 vezes. O Método de Baguelin *et al.* (1978) apresentou resultado cerca de 1,27 vezes maior que a prova de carga. Já o Método do fascículo 62-V (1999) juntamente com o método da Norma francesa NF P 94-262 (2012) obtiveram valores 1,35 vezes menor que a prova de carga. O Método LPC (1982) apresentou um valor limítrofe à faixa inferior de validação dos valores de cargas, com valor cerca de 1,32 vezes menor que a prova de carga.

4.2.3. Estaca escavada

Para as estacas escavadas, o valor médio da carga que caracterizou a ruptura foi de 682 kN, com desvio padrão de 12 kN e coeficiente de variação 2% (ALBUQUERQUE, 2001). A Figura 4.12 apresenta como as cargas estão distribuídas ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga. As Figuras 4.13, 4.14 e 4.15 permitem comparar os valores obtidos nos métodos e na prova de carga.

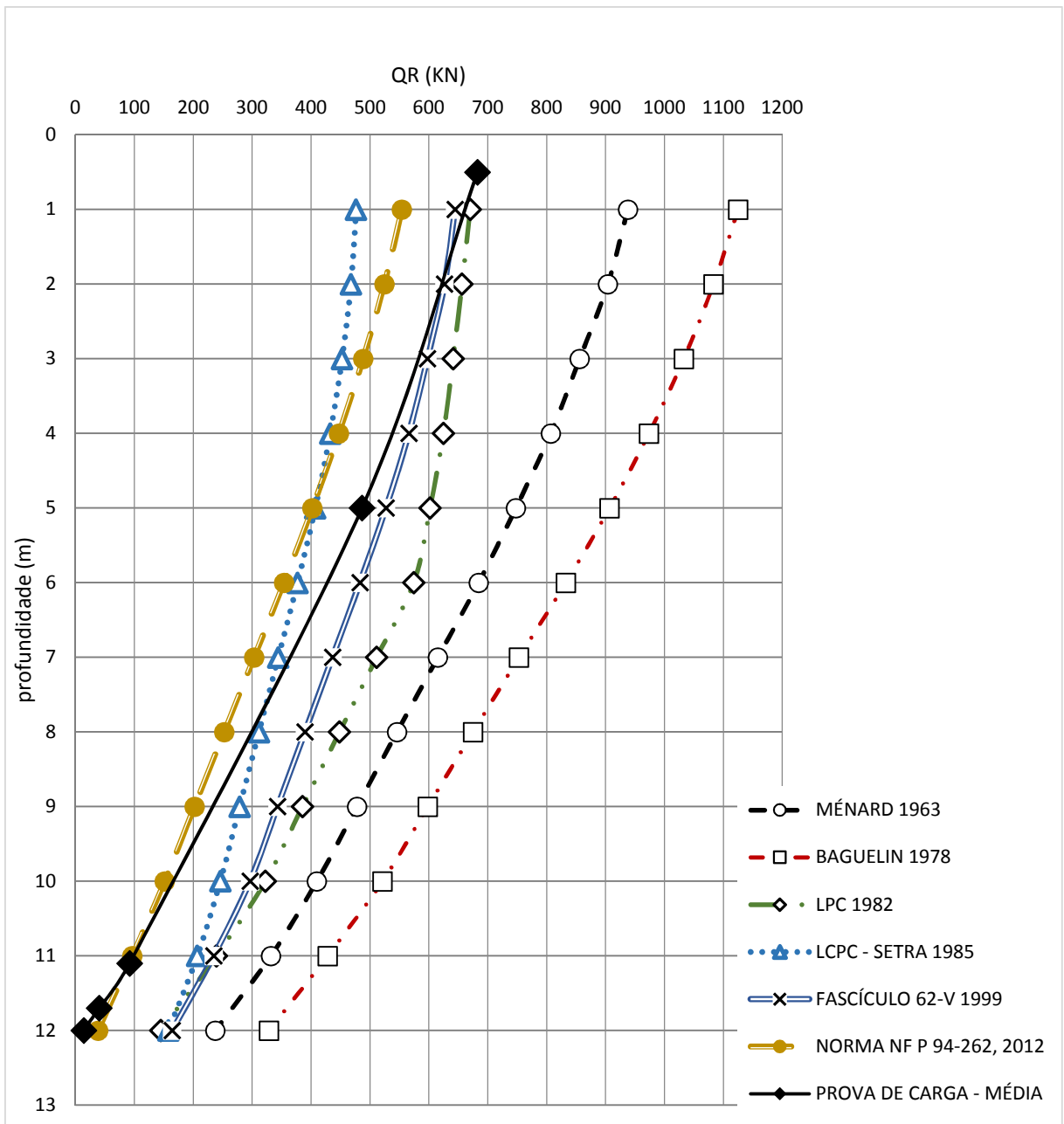


Figura 4.12: Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga das estacas escavadas (autor).

A carga de ruptura total, obtida no topo da estaca, variou entre 476 kN obtidos pelo método de cálculo LCPC-SETRA (1985) e 1124 kN obtidos pelo Método de Baguelin *et al.* (1978). Por sua vez, as cargas obtidas na ponta da estaca variaram de 38 kN, obtida no método da Norma francesa NFP 94-262 (2012), a 328 kN, obtida no Método de Baguelin *et al.* (1978). A distribuição da carga lateral variou entre 319 kN, no método LCPC-SETRA (1985), a 796 kN, no método de Baguelin *et al.* (1978). Muitos dos valores obtidos nos cálculos para a estaca tipo escavada são os mesmos que os valores obtidos para os cálculos da estaca hélice contínua. Isso ocorre, pois nos métodos de cálculo de fundações, nas listagens de tipos de estacas, não existem diferenças entre esses dois tipos, e tendo essas estacas geometrias semelhantes, os cálculos geram resultados semelhantes. Observando-se o comportamento das curvas de distribuição de cargas entre o Método da Norma francesa NFP 94-262 (2012) e a prova de carga nota-se que existem semelhanças em seus coeficientes angulares.

As relações Q_{calc}/Q_{pc} são ilustradas nas Figuras 4.13, 4.14 e 4.15, da mesma forma que nas estacas analisadas anteriormente.

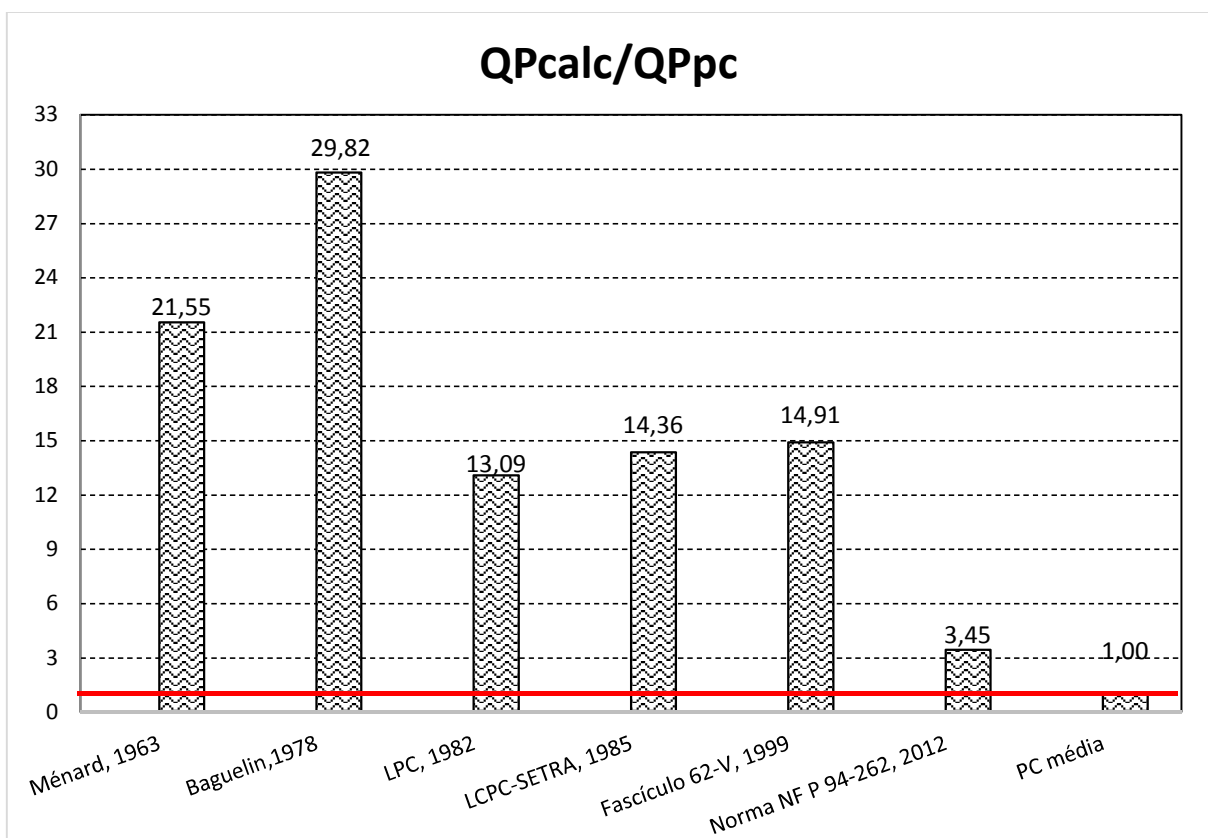


Figura 4.13: Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas escavadas (autor)

Analisando a relação QP_{calc}/QP_{pc} , estabelecida para a carga transferida pela ponta da estaca escavada, nota-se que não existem valores dentro da faixa de aceitação dos resultados. O Método de Ménard (1963) apresentou valor cerca de 21,55 vezes superior ao obtido na prova de carga. Por outro lado, o Método da Norma NFP 94-262 (2012) obteve um valor cerca de 3,45 vezes menor que o obtido na prova de carga. De maneira análoga foi estabelecida a relação QL_{calc}/QL_{pc} para as cargas distribuídas por atrito lateral, ilustrada no gráfico da Figura 4.14.

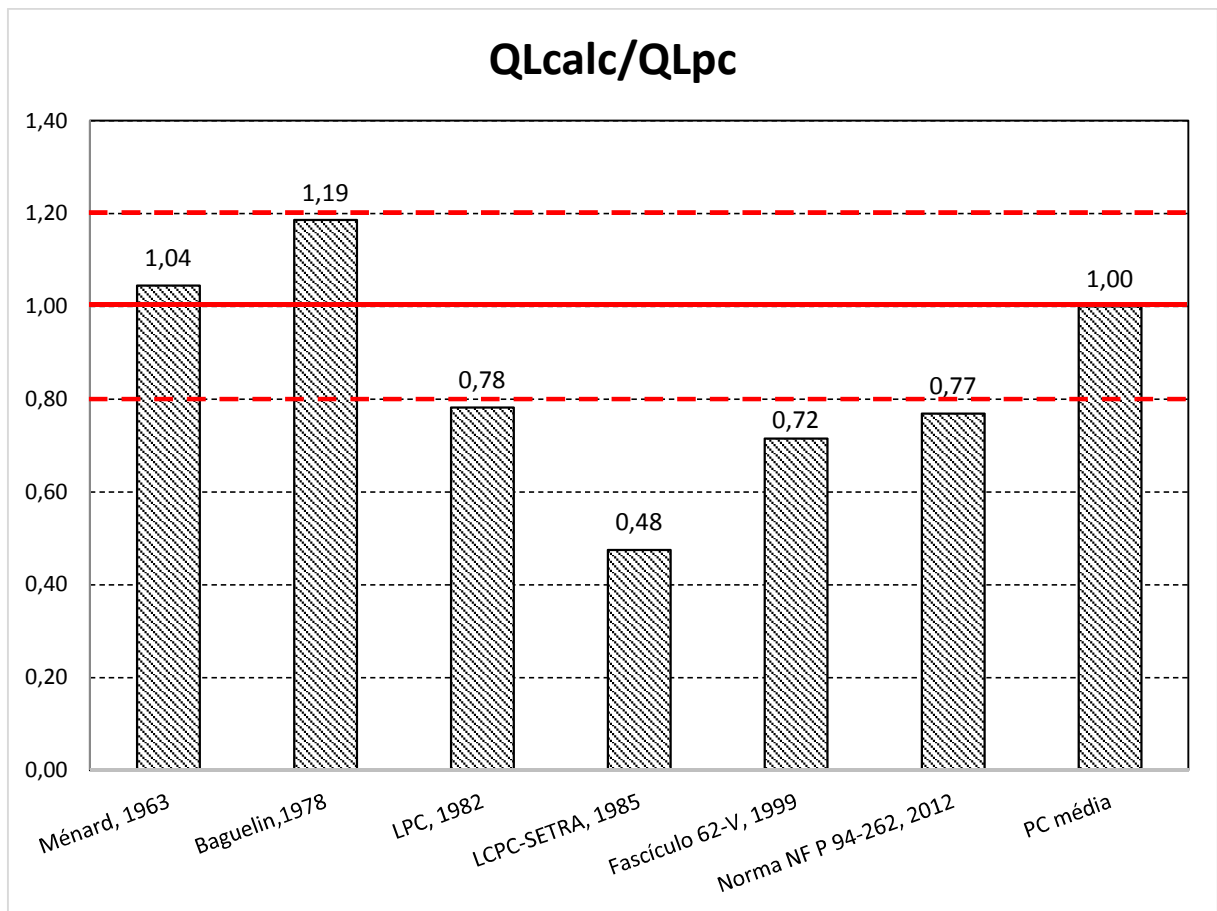


Figura 4.14: Relação entre os resultados de carga lateral calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo escavadas (autor).

Analisando a Figura 4.14, observa-se que os métodos Ménard (1963) e Baguelin *et al.* (1978) se mantiveram dentro da faixa de $\pm 20\%$. O método LPC (1982) se manteve abaixo da faixa de aceitação, no limite inferior da faixa, bem como o Método da Norma francesa NFP 94-262 (2012). Os métodos LCPC-SETRA (1985), e Fascículo 62-V (1999) retornaram valores cerca de 2,08 e 1,39 vezes abaixo do valor de referência, respectivamente.

A Figura 4.15 ilustra o gráfico QRcal/QRpc, preparado com os valores calculados pelos métodos para a carga de ruptura total.

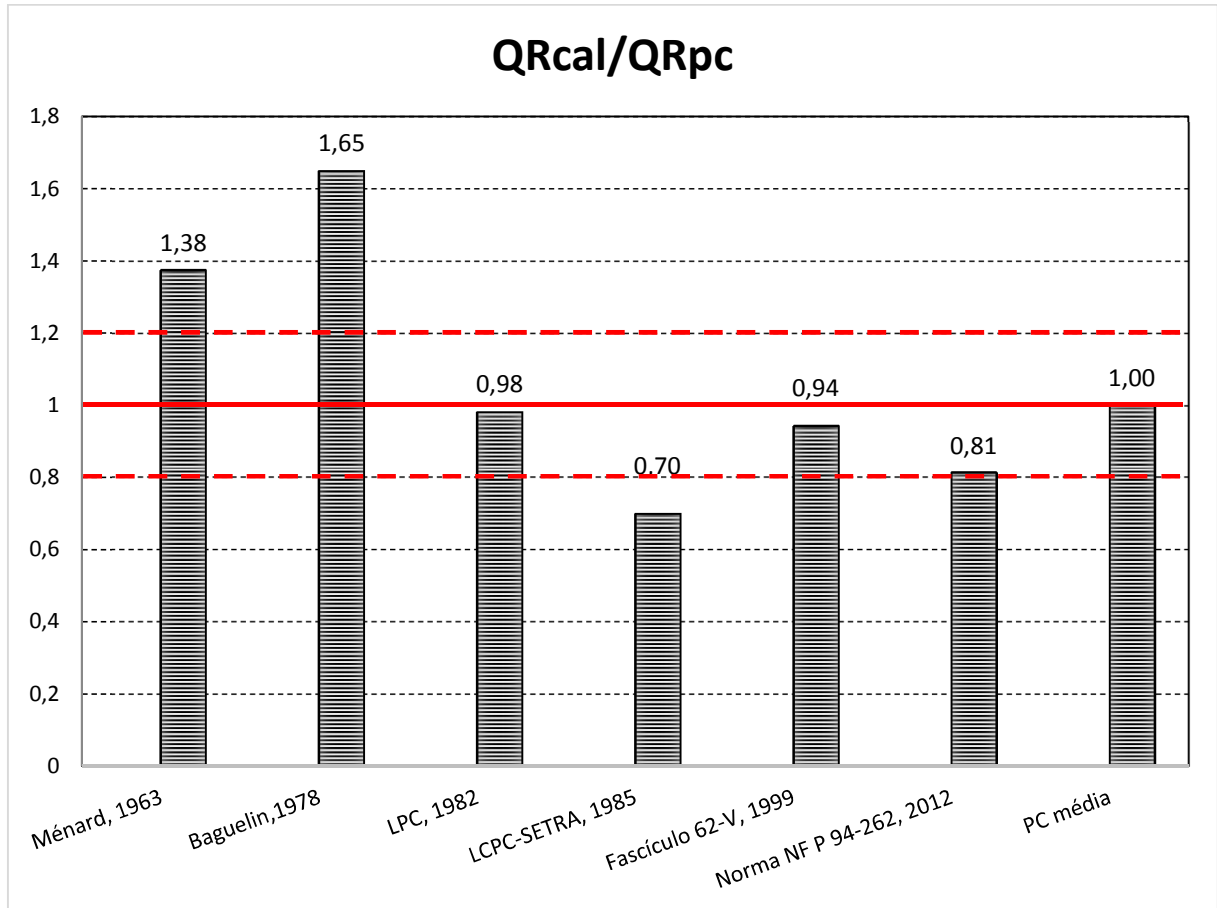


Figura 4.15: Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas escavadas (autor)

Com base nos resultados apresentados na Figura 4.15, pode-se verificar que três métodos se situaram no intervalo pré-definido ($\pm 20\%$): o método LPC (1982), que retornou um valor cerca de 1,02 vezes menor que a média da prova de carga; e o método do Fascículo 62-V (1999), que obteve um valor cerca de 1,06 vezes menor que a média das provas de carga e o Método da Norma francesa NFP 94-262, 2012, que retornou valores cerca de 1,23 vezes menor que a prova de carga, situando-se no limite inferior da faixa de aceitação dos valores. Os métodos Ménard (1963) e Baguelin *et al.* (1978) apresentaram valores superiores à média das provas de carga, cerca de 1,38 e 1,65 vezes maior que a média das provas de carga, respectivamente. O Método LCPC-SETRA (1995) retornou valor cerca de 1,43 vezes inferior ao obtido na prova de carga.

4.2.4. Estaca hélice de deslocamento (Ômega)

O valor médio da carga que caracterizou a ruptura foi de 1.428 kN, com desvio padrão de 113 kN e coeficiente de variação 8% (ALBUQUERQUE, 2001). A Figura 4.16 apresenta como as cargas estão distribuídas ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga. As Figuras 4.17, 4.18 e 4.19 permitem a comparação dos valores obtidos nos métodos e na prova de carga.

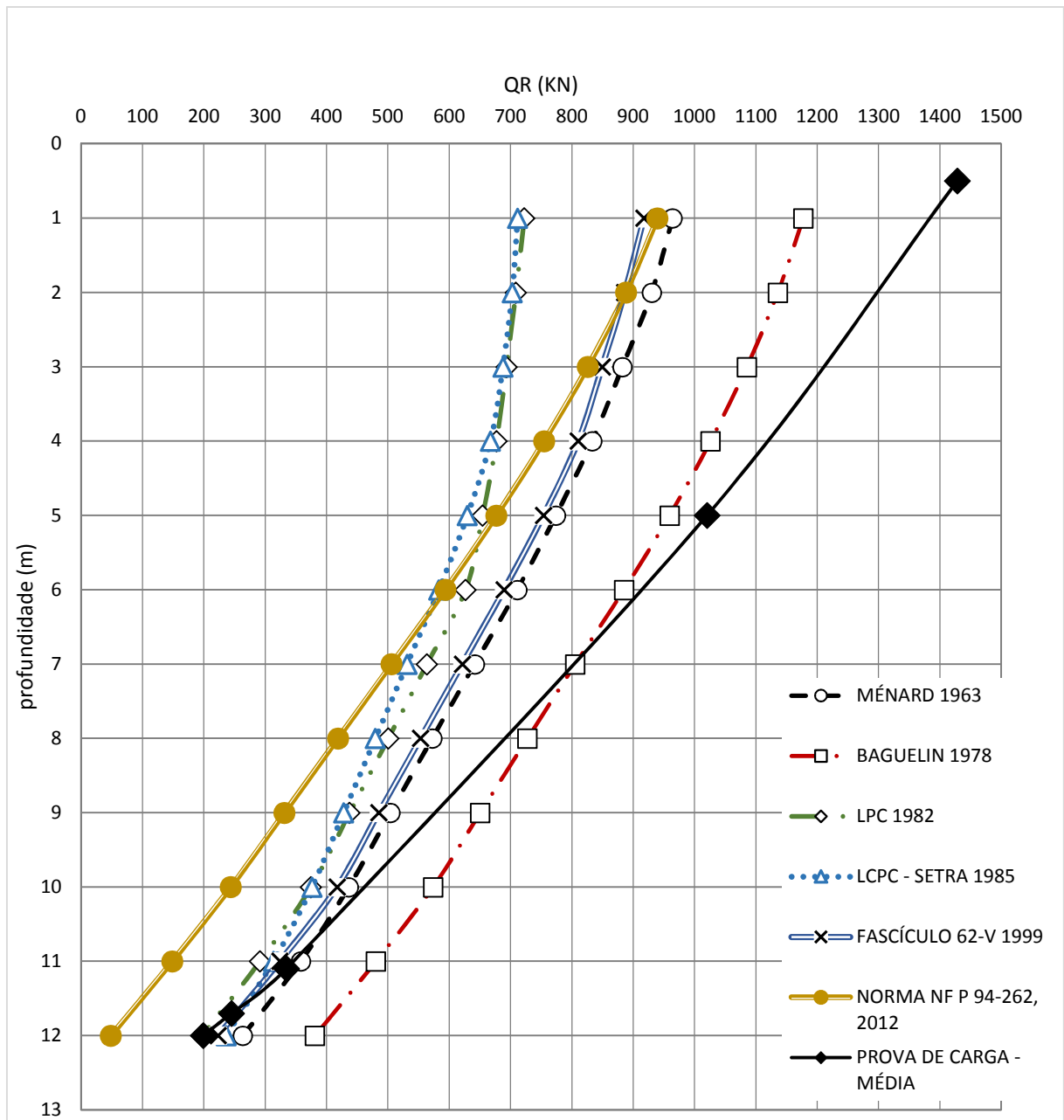


Figura 4.16: Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga das estacas tipo hélice de deslocamento (ômega) (autor).

A carga de ruptura total obtida no topo da estaca, variou entre 711 kN, no método LCPC-SETRA (1985), a 1.177 kN, no Método de Baguelin *et al.* (1978). Por sua vez, as cargas obtidas na ponta da estaca variaram de 49 kN, obtida no método da Norma francesa NF P 94-262 (2012), a 380 kN, obtida no Método de Baguelin *et al.* (1978). A distribuição da carga lateral variou entre 475 kN, no método LCPC-SETRA (1985), a 891 kN, no método a Norma francesa NF P 94-262 (2012).

As relações Q_{calc}/Q_{pc} são ilustradas nas Figuras 4.17, 4.18 e 4.19, da mesma forma que nas estacas analisadas anteriormente.

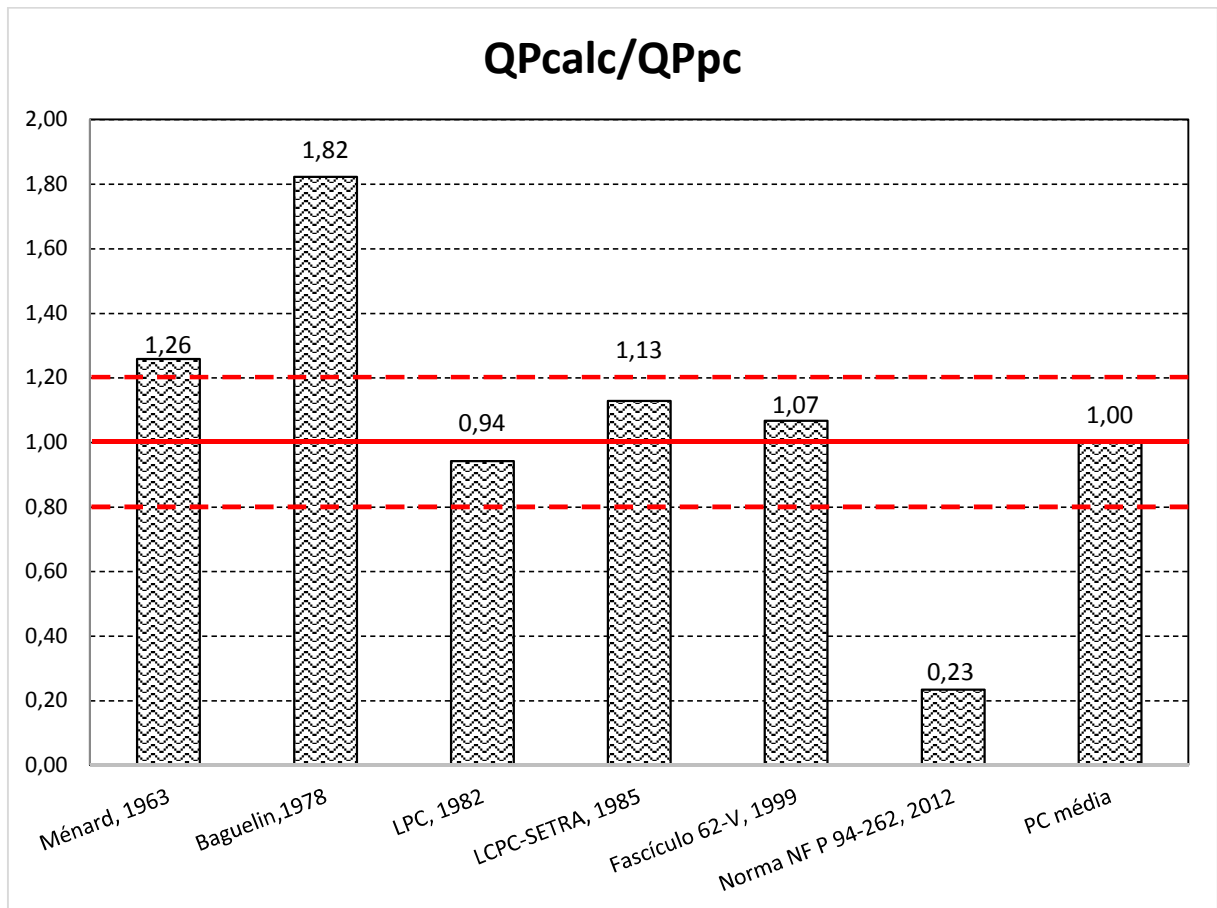


Figura 4.17: Relação entre os resultados de resistência de ponta, calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo hélice de deslocamento (ômega) (autor).

Analisando a relação Q_{Pcalc}/Q_{Ppc} , estabelecida para a carga transferida pela ponta, nota-se que os métodos LPC (1982), LCPC-SETRA (1985) e o Método do Fascículo 62-V (1999) possuem valores dentro da faixa de aceitação dos resultados. O uso do Método da Norma

NF P 94-262 (2012) resultou num valor cerca de 4,35 vezes menor que o valor obtido na prova de carga. O uso do Método de Ménard (1963) apresentou valor cerca de 1,26 vezes maior que o valor obtido na prova de carga; já o uso do Método de Baguelin *et al.* (1978) retornou um valor cerca de 1,82 vezes maior.

De maneira análoga, foi estabelecida a relação QL_{calc}/QL_{pc} para as cargas distribuídas por atrito lateral, ilustrada no gráfico da Figura 4.18.

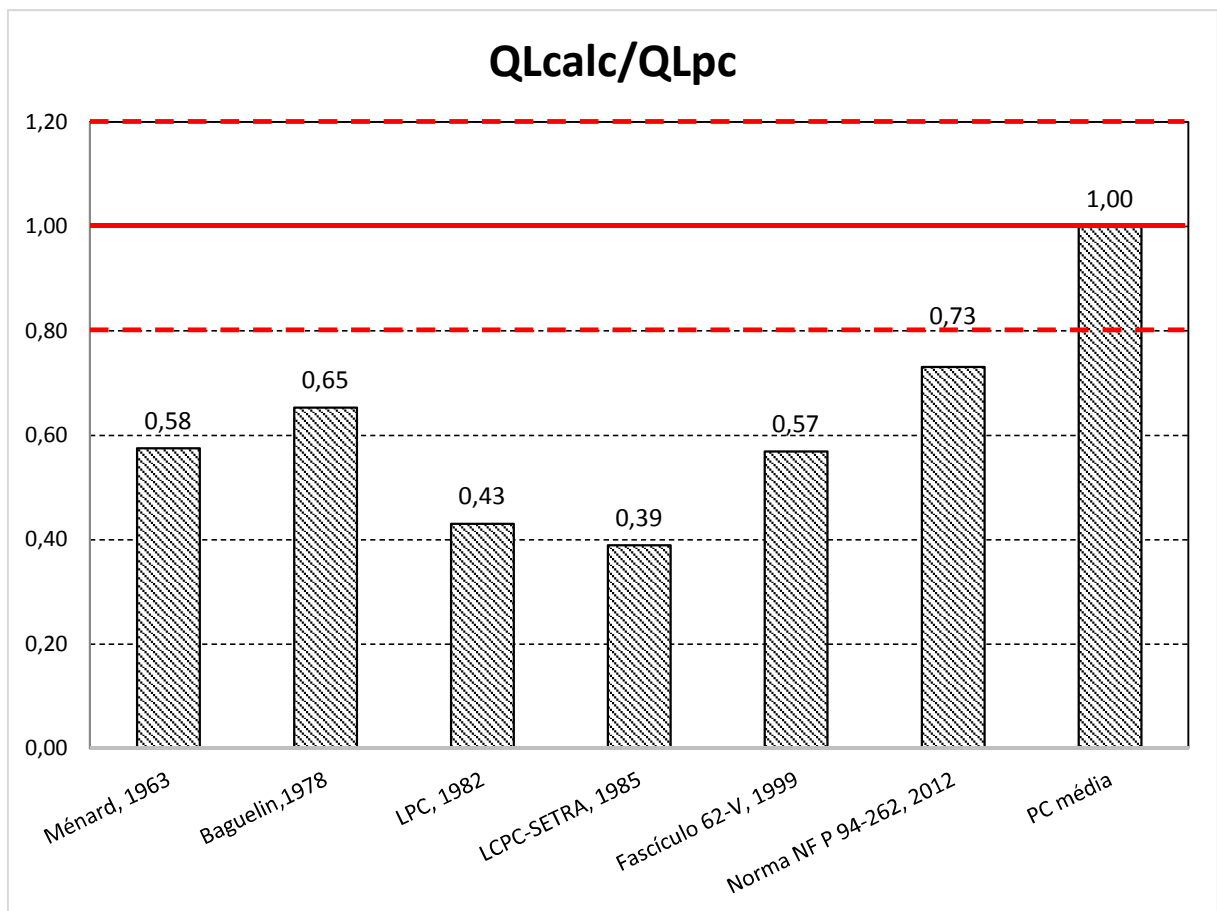


Figura 4.18: Relação entre os resultados de carga lateral, calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo ômega (autor).

Analisando a Figura 4.18, observa-se que nenhum método se manteve na faixa de aceitação. O Método de Ménard (1963) retornou valores cerca de 1,72 vezes menor que o obtido na prova de carga, já o Método de Baguelin *et al.* (1978) retornou valor cerca de 1,54 vezes menor que o valor de referência. Da mesma maneira, os métodos Fascículo 62-V (1999) e Norma NF P 94-262 (2012) retornaram valores cerca de 1,75 e 1,37 vezes menores que o valor

de referência, respectivamente. O método LPC (1982) se manteve abaixo da faixa de aceitação, cerca de 2,33 vezes menor. E o menor dos valores obtidos foi resultado do método LCPC-SETRA (1985), retornando valores cerca de 2,56 vezes abaixo do valor de referência.

A Figura 4.19 ilustra o gráfico QRcalc/QRpc, preparado com os valores calculados pelos métodos para a carga de ruptura total e para a carga de ruptura total, obtida no topo da estaca, para a prova de carga. A mesma faixa de discrepância de $\pm 20\%$ foi admitida nesse gráfico.

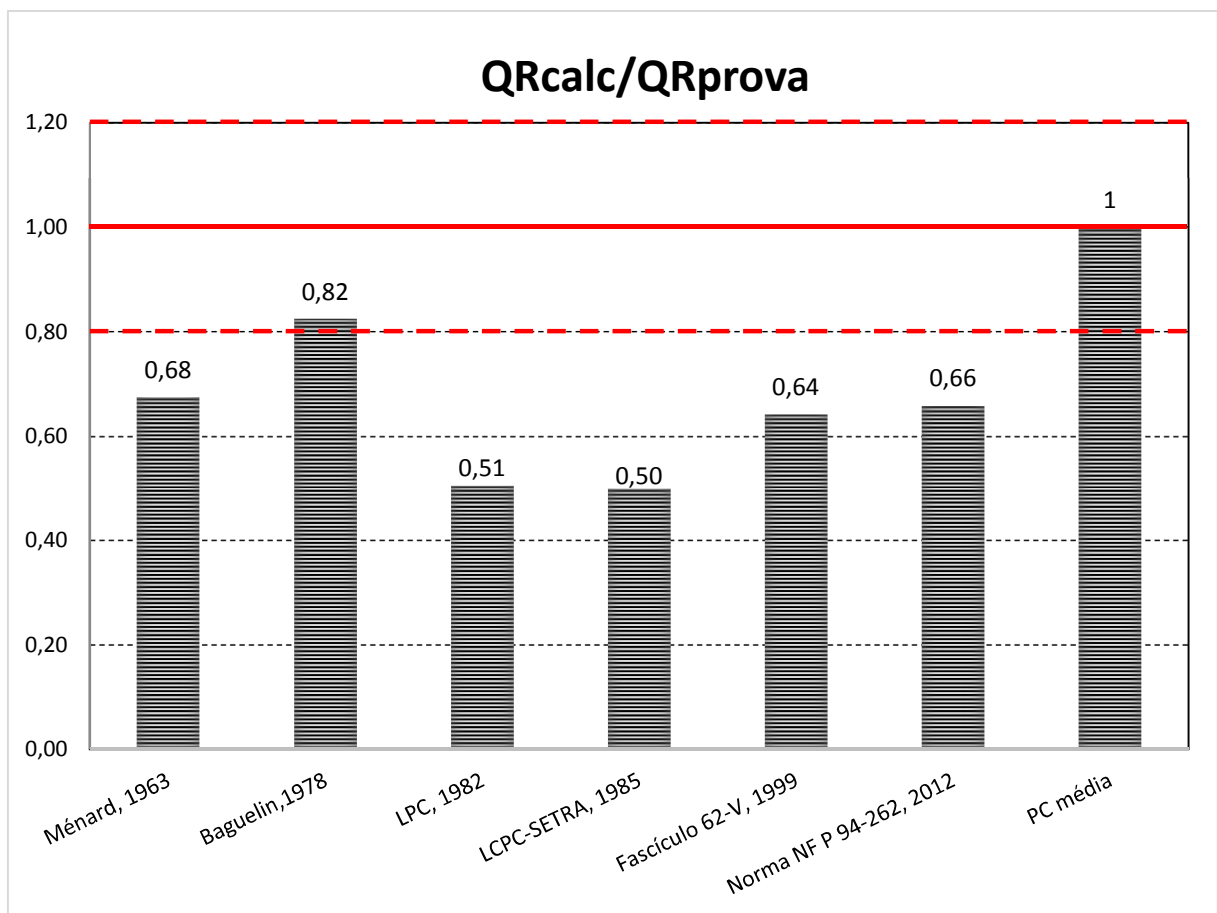


Figura 4.19: Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas tipo hélice de deslocamento (ômega) (autor).

Somente o Método de Baguelin *et al.* (1978) retornou resultados dentro da faixa de discrepância de 20%, rente ao limite inferior. Os demais métodos se afastaram da faixa de discrepância para esse tipo de estaca. Os valores inferiores à média da prova de carga se situaram entre 2,00 vezes e 1,47 vezes menores que a média da prova de carga.

4.2.5. Estaca raiz

O valor médio da carga que caracterizou a ruptura foi de 980 kN, sendo que todos os três ensaios realizados forneceram a mesma carga de ruptura. A Figura 4.20 indica como as cargas estão distribuídas ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga. As Figuras 4.21, 4.22 e 4.23 permitem a comparação dos valores obtidos nos métodos e na prova de carga.

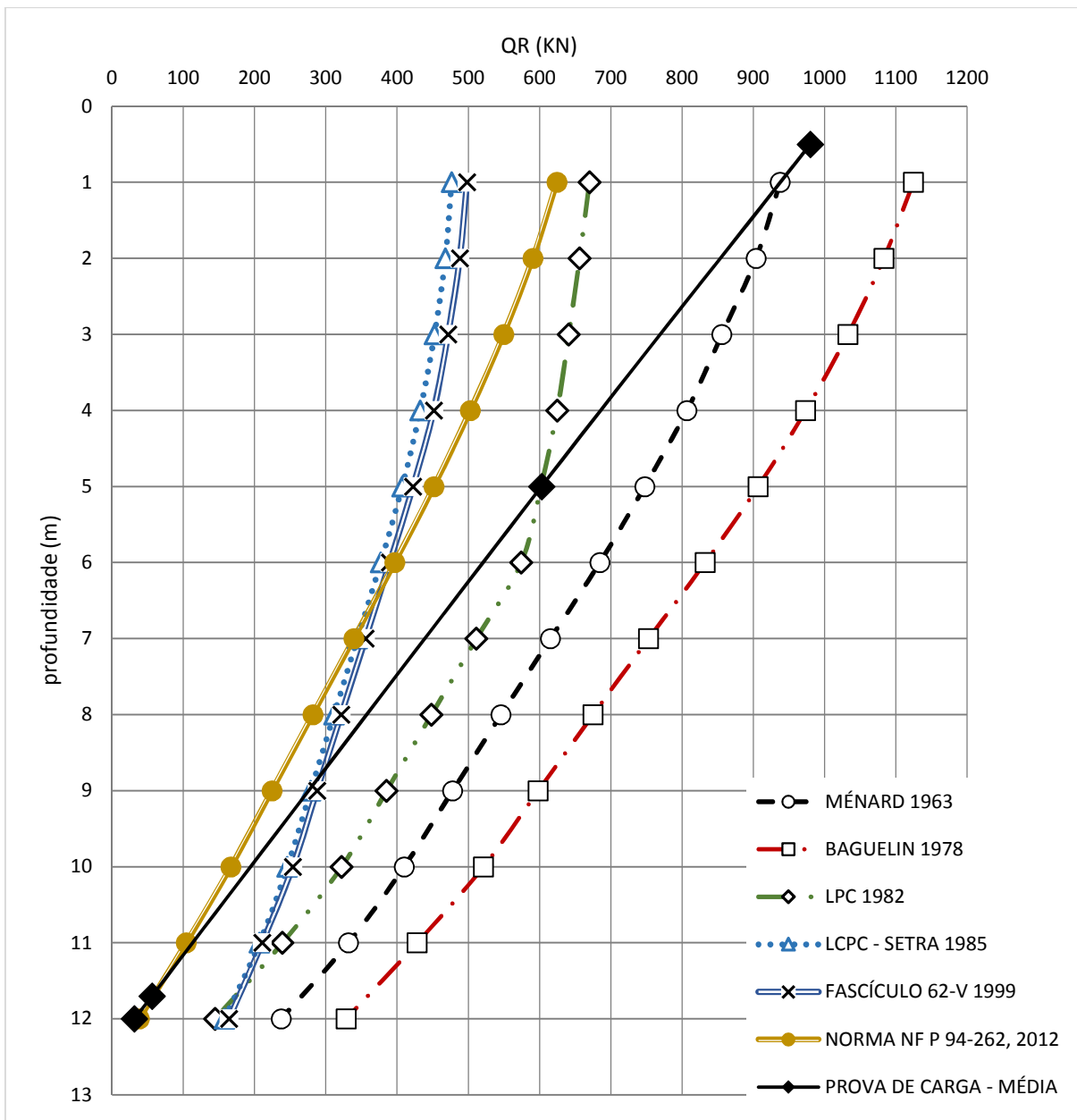


Figura 4.20: Carga na ruptura, distribuída ao longo do fuste da estaca, para os vários métodos e para a prova de carga das estacas tipo raiz (autor).

A carga de ruptura total obtida no topo da estaca variou entre 476 kN, no método LCPC-SETRA (1985), e 1124 kN, no Método de Baguelin *et al.* (1978). Por sua vez, as cargas obtidas na ponta da estaca variaram de 38 kN, obtida no método da Norma francesa NF P 94-262 (2012), a 328 kN, obtida no Método de Baguelin *et al.* (1978). A distribuição da carga lateral variou entre 319 kN, no método LCPC-SETRA (1985), a 796 kN, no método de Baguelin *et al.* (1978).

As relações Q_{calc}/Q_{pc} são ilustradas nas Figuras 4.21, 4.22 e 4.23, da mesma forma que nas estacas analisadas anteriormente.

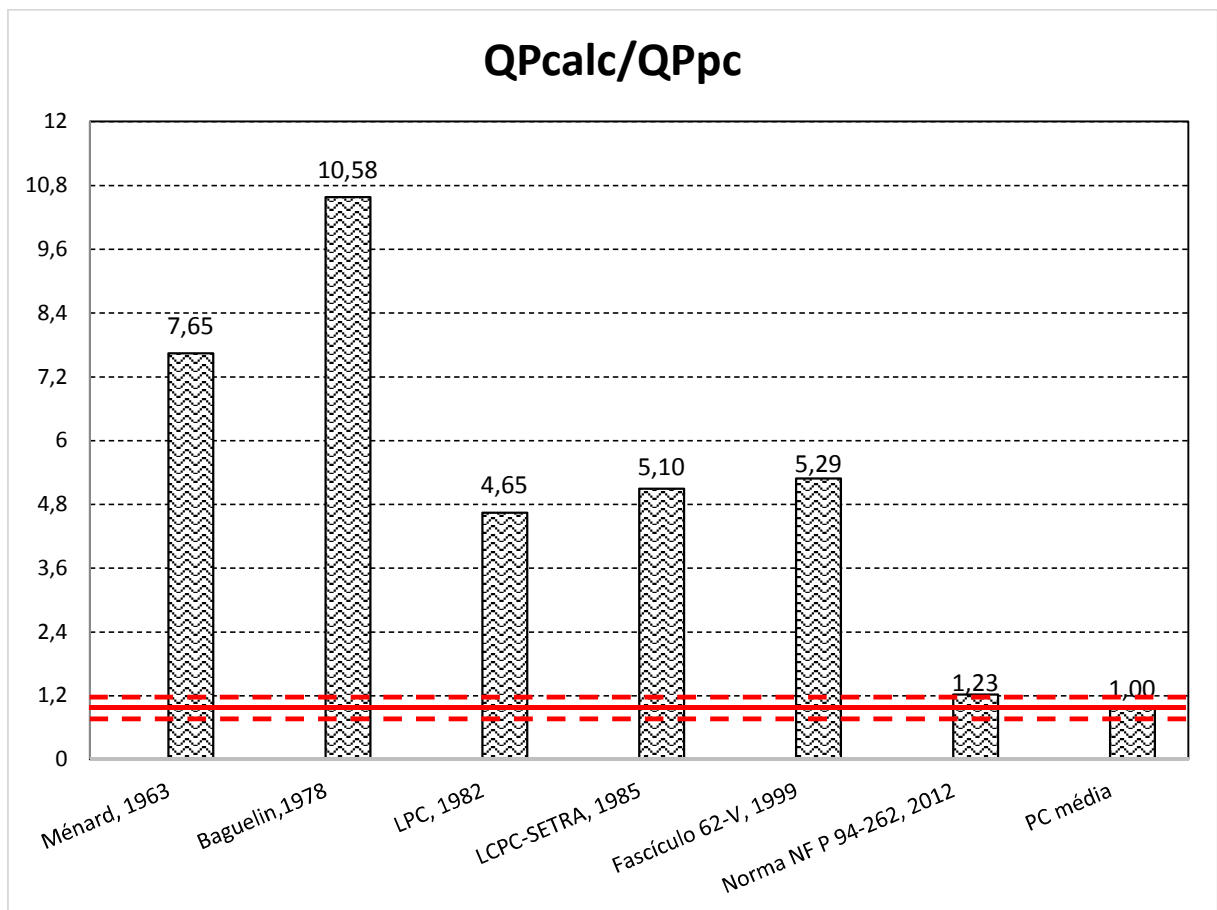


Figura 4.21: Relação entre os resultados de resistência de ponta calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo raiz (autor).

Analisando a relação Q_{calc}/Q_{pc} , estabelecida para a carga transferida pela ponta, nota-se que nenhum dos métodos aplicados possui valores dentro da faixa de aceitação dos resultados. O resultado do Método de Ménard (1963) apresentou valor cerca de 7,65 vezes maior que a referência. O Método de Baguelin *et al.* (1978) retornou valor 10,58 vezes maior

que a prova de carga. O Método LPC (1982) retornou valores cerca de 4,65 vezes maior, bem como os Métodos LCPC-SETRA (1985) e o Método do Fascículo 62-V (1999), que retornaram, respectivamente, valores cerca de 5,10 e 5,29 maiores que o obtido na prova de carga. Em contrapartida, o Método da norma NF P 94-262 (2012) se situou junto ao limite superior da faixa de aceitação dos valores, com 1,23 vezes acima da prova de carga.

De maneira análoga, foi estabelecida a relação QL_{calc}/QL_{pc} para as cargas distribuídas por atrito lateral, ilustrada no gráfico da Figura 4.22.

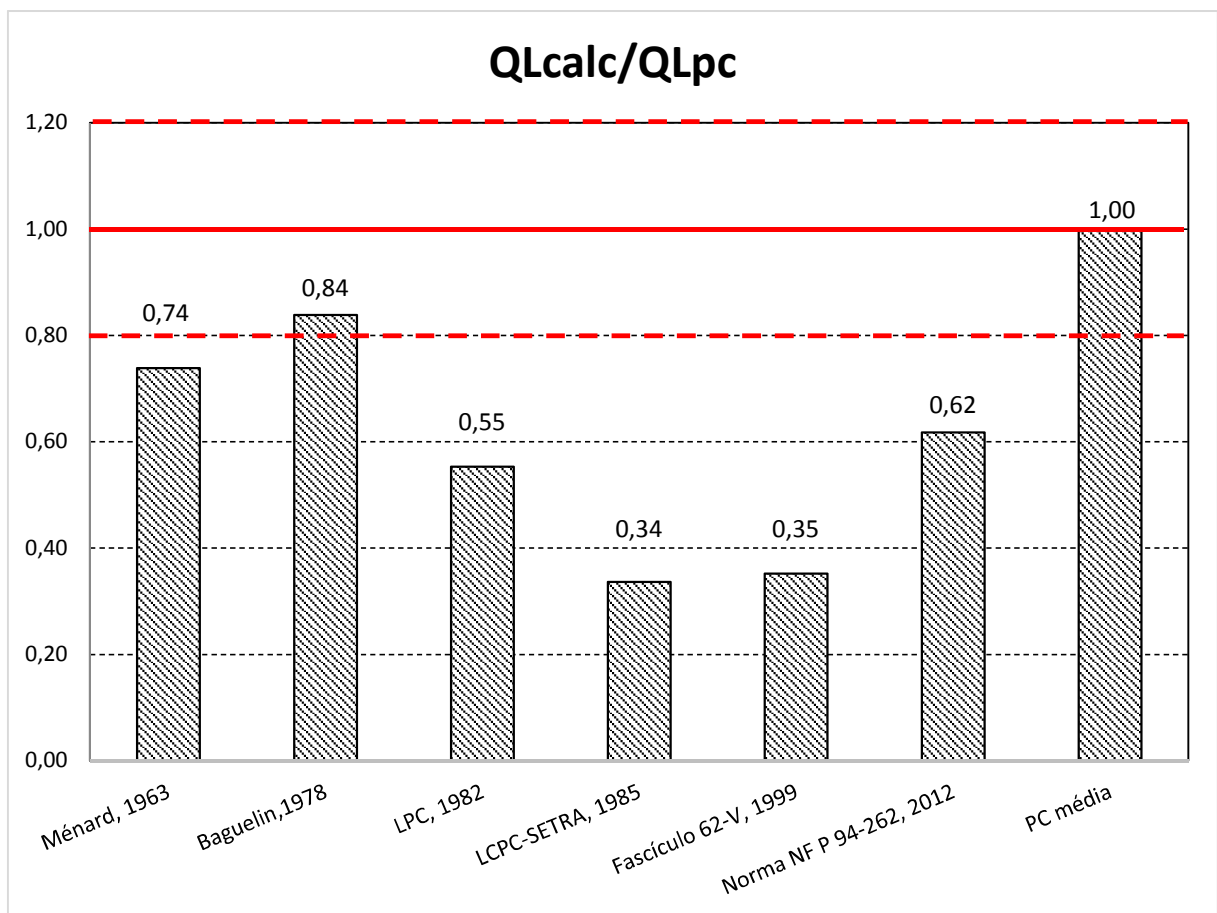


Figura 4.22: Relação entre os resultados de carga lateral, calculados pelos métodos e obtidos na prova de carga das estacas tipo raiz (autor).

Analisando a Figura 4.22, observa-se que o Método de Baguelin *et al.* (1978) obteve resultados dentro da faixa de discrepância de $\pm 20\%$. O Método de Ménard (1963) retornou valor cerca de 1,35 vezes inferior ao obtido na prova de carga. Acompanhando essas análises os métodos LPC (1982), seguido pelo Método Norma NF P 94-262 (2012), retornaram valores cerca de 1,82 e 1,61 vezes menores que o obtido na prova de carga, respectivamente, enquanto

que os métodos Fascículo 62-V (1999) e LCPC-SETRA (1985) retornaram valores cerca de 2,86 e 2,94 vezes menores que o valor de referência.

A Figura 4.23 ilustra o gráfico QRcalc/QRpc, preparado com os valores calculados pelos métodos para a carga de ruptura total e para a carga de ruptura total, obtida no topo da estaca, para a prova de carga. A mesma faixa de discrepância de $\pm 20\%$ é admitida nesse gráfico.

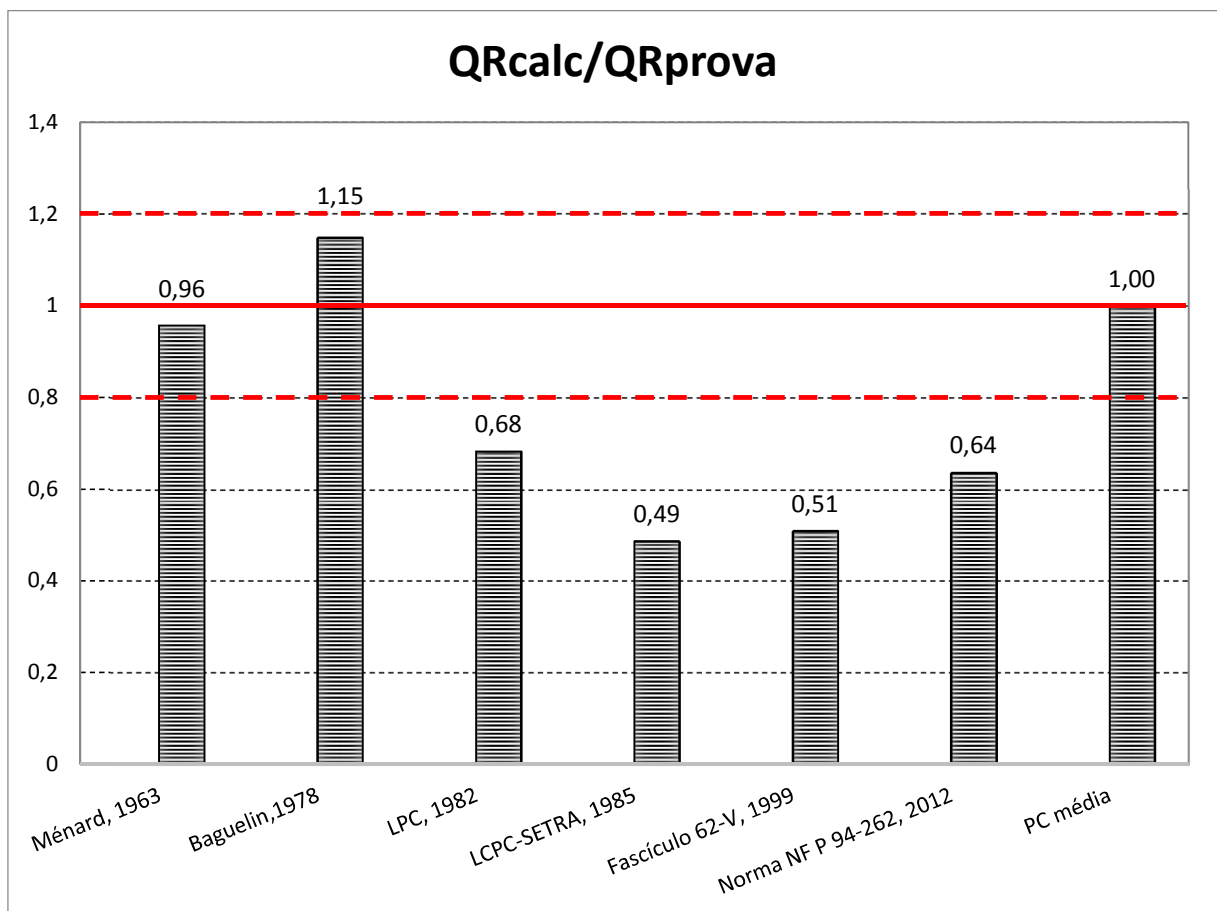


Figura 4.23: Relação entre os valores obtidos nos métodos e na prova de carga das estacas tipo raiz (autor).

O Método de Baguelin *et al.* (1978) e o método de Ménard (1963) ficaram dentro da faixa de discrepância de 20% enquanto os demais métodos se afastaram dessa faixa. Os valores obtidos nos três métodos considerados mais recentes foram inferiores à faixa de discrepância, o que indica que a escolha da classe da estaca, nas tabelas dos métodos, pode não refletir o método de execução da estaca e o tipo de solo em estudo pode não ocorrer nos locais estudados pelos autores dos métodos.

5. SÍNTESE DAS ANÁLISES

Como uma forma de comparar os resultados obtidos em todos os métodos, para todas as estacas foram preparadas as Figuras 5.1, 5.1 e 5.3, em que se estabelece a relação Q_{calc}/Q_{prova} , para cada tipo de estaca, agrupadas por métodos. Dessa forma buscou-se evidenciar em quais métodos os resultados estão dentro da faixa de discrepância de $\pm 20\%$. A Figura 5.1 apresenta a comparação dos resultados obtidos para a carga de ponta.

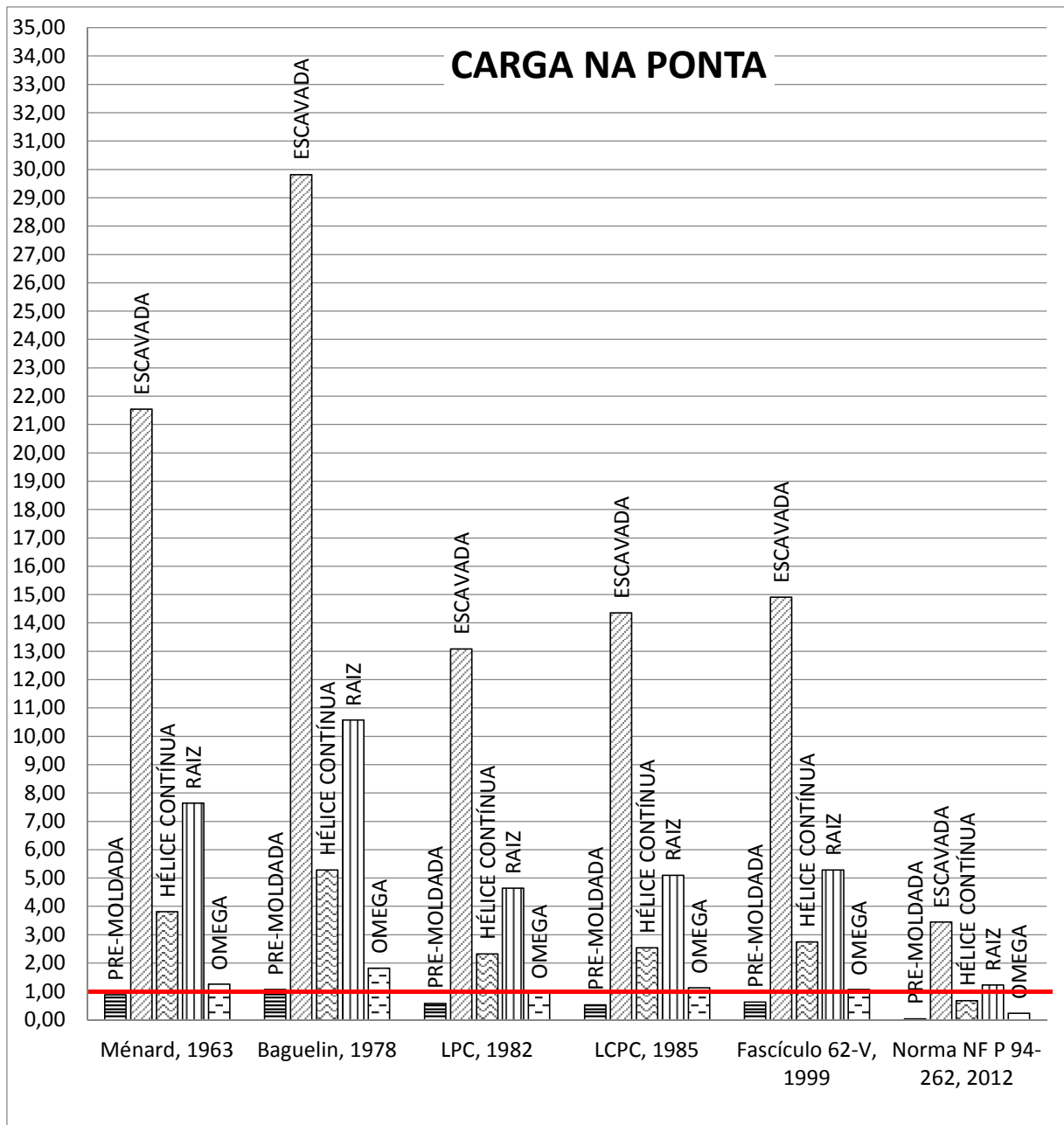


Figura 5.1: Relação entre os valores obtidos nos métodos, por tipos de estaca, para a parcela de carga de ponta (autor).

Com base na análise da Figura 5.1, onde foram analisadas as cargas transferidas pela ponta das estacas, na relação Q_{Pcalc}/Q_{Pprova} , foi possível fazer uma descrição geral dos resultados obtidos de cada metodologia empregada, como segue:

- O Método de Ménard (1963), nesse quesito, se adequa para dimensionar estacas tipo pré-moldada de concreto, e encontra valores no limite da faixa de aceitação para estacas tipo Hélice de deslocamento (ômega).

- O Método de Baguelin *et al.* (1978) obteve resultados dentro da faixa de $\pm 20\%$ para as estacas do tipo pré-moldada de concreto.

- O resultado obtido com o método LPC (1982), que se situou no intervalo de aceitação dos valores, foi válido para a estaca tipo hélice de deslocamento (ômega).

- O método LCPC-SETRA (1985) procedeu da mesma maneira do método anterior, resultando valor válido para a estaca tipo hélice de deslocamento (ômega).

- O método apresentado como Fascículo 62-V (1999) também retornou valores dentro da faixa de aceitação de $\pm 20\%$ para estaca tipo hélice de deslocamento (ômega).

- O método apresentado na norma francesa NF P 94-262 (2012) é a informação mais recente para um método de cálculo aplicado em estacas utilizando-se ensaios pressiométricos. Porém não retornou nenhum valor dentro da faixa de aceitação estabelecida como $\pm 20\%$, na relação Q_{Pcalc}/Q_{Pprova} . O valor mais próximo à faixa encontrado foi para a estaca tipo raiz, valor ligeiramente acima do limite superior à faixa.

Quando se observa a relação entre Q_{Pcalc}/Q_{Pprova} nota-se que os valores vão muito além do limite superior da faixa de aceitação, tendo seu máximo num valor 30 vezes maior que o obtido na prova de carga. Quando se analisa os valores inferiores ao obtido na prova de carga tem-se como o menor valor da relação uma carga 25 vezes menor que a carga obtida na prova de carga.

Procede-se a análise dos resultados obtidos pela distribuição de carga por atrito lateral, apresentando-se na figura 5.2 a comparação de todos os métodos, na relação QL_{calc}/QL_{prova} , evidenciando a faixa de aceitação dos valores.

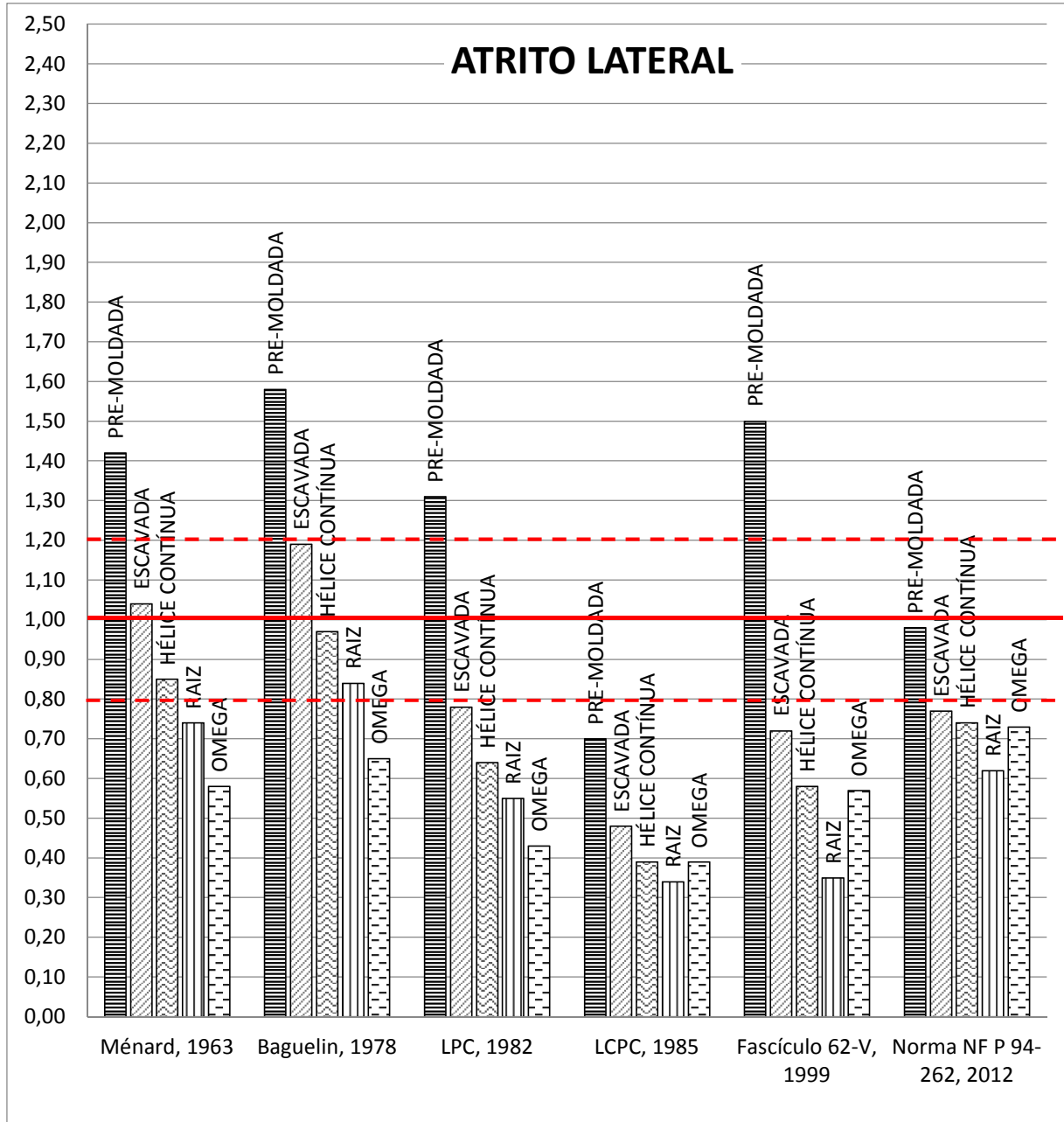


Figura 5.2: Relação entre os valores obtidos nos métodos, por tipos de estaca, para a parcela de atrito lateral (autor).

Observando-se a Figura 5.2, onde foram analisadas as cargas transferidas por atrito lateral das estacas, foi possível fazer uma descrição geral dos resultados obtidos de cada metodologia empregada, como segue:

- O método de Ménard (1963), nesse quesito, se adequa para dimensionar estacas tipo Hélice contínua e escavada, estando esses resultados dentro da faixa de aceitação dos valores.

- O método de Baguelin *et al.* (1978) obteve resultados dentro da faixa de $\pm 20\%$ para as estacas do tipo hélice contínua, raiz e escavada;

- Nenhum dos resultados obtidos com o método LPC (1982) se situaram no intervalo de aceitação dos valores, dentro da faixa de $\pm 20\%$ de discrepância, porém no limite inferior da faixa se situa o resultado para a estaca tipo escavada.

- O método LCPC-SETRA (1985) não retornou nenhum valor dentro da faixa de aceitação das cargas de ruptura, na relação QL_{calc}/QL_{prova} .

- O método apresentado como Fascículo 62-V (1999) também não retornou nenhum valor dentro da faixa de aceitação das cargas de ruptura, na relação QL_{calc}/QL_{prova} .

- O método apresentado na norma francesa NF P 94-262 (2012) retornou valor dentro da faixa de aceitação estabelecida como $\pm 20\%$, na relação QL_{calc}/QL_{prova} para a estaca tipo pré-moldada. Os valores obtidos para as estacas tipo escavada, hélice contínua, raiz e hélice de deslocamento (ômega) se situaram logo abaixo do limite inferior da faixa de aceitação.

Quando se observa a relação entre QL_{calc}/QL_{prova} nota-se que os valores não vão muito além do limite superior da faixa de aceitação, tendo seu máximo num valor 1,58 vezes maior que o obtido na prova de carga. Já quando se analisa os valores inferiores ao obtido na prova de carga essa diferença aumenta, tendo-se como o menor valor da relação uma carga 2,94 vezes menor que a carga obtida na prova de carga.

Da mesma maneira toma-se os resultados obtidos para a carga de ruptura total, apresentando-se na figura 5.3 a comparação de todos os métodos, na relação QR_{calc}/QR_{prova} , evidenciando a faixa de aceitação dos valores.

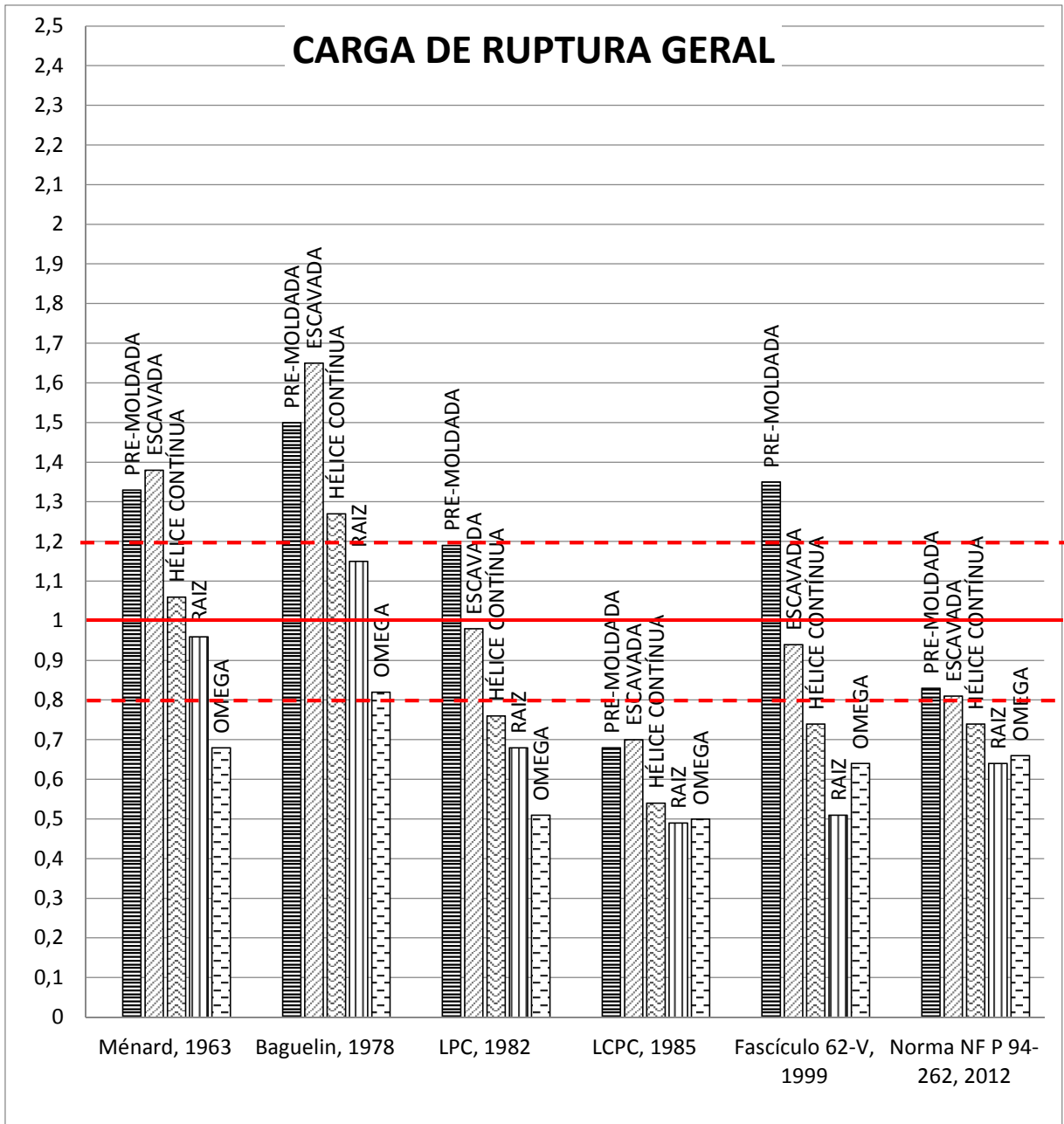


Figura 5.3: Relação entre os valores obtidos nos métodos, por tipos de estaca, para a carga de ruptura total (autor).

Com base na análise da Figura 5.3, analisada quanto à carga de ruptura total, foi possível fazer uma descrição geral dos resultados obtidos de cada metodologia empregada, como segue:

- O método de Ménard (1963) obteve valores dentro da faixa de discrepância, na relação QR_{calc}/QR_{prova} , para as estacas tipo hélice contínua e raiz. Nos demais tipos de estacas os resultados se situaram fora da faixa de aceitação dos valores;

- O método de Baguelin *et al.* (1978) obteve resultados dentro da faixa de $\pm 20\%$ para as estacas do tipo raiz e hélice de deslocamento (ômega).

- Os resultados obtidos com o método LPC (1982) se situaram no intervalo de aceitação dos valores, dentro da faixa de $\pm 20\%$ de discrepância, para as estacas tipo escavada e pré-moldada de concreto.

- O método LCPC-SETRA (1985) não retornou nenhum valor dentro da faixa de aceitação das cargas de ruptura, na relação QR_{calc}/QR_{prova} .

- O método apresentado como Fascículo 62-V (1999) retornou valores dentro da faixa de aceitação de $\pm 20\%$ para a estaca tipo escavada.

- O método apresentado na norma francesa NF P 94-262 (2012) retornou valores dentro da faixa de aceitação de $\pm 20\%$ para a estaca tipo escavada e pré-moldada de concreto. Observando o gráfico de barras desse método nota-se certa coerência entre os valores obtidos para todas as estacas, mantendo uma uniformidade de resultados. Isso pode demonstrar que em alguns pontos, os processos executivos aplicados pelo método de cálculo se comportam diferente nos solos tropicais e/ou na rotina de execução de fundações do Brasil.

Quando se observa a relação entre QR_{calc}/QR_{prova} nota-se que os valores não vão muito além do limite superior da faixa de aceitação, tendo seu máximo num valor 1,65 vezes maior que o obtido na prova de carga. Já quando se analisa os valores inferiores ao obtido na prova de carga essa diferença aumenta, tendo-se como o menor valor da relação uma carga 2,04 vezes menor que a carga obtida na prova de carga.

Na abordagem QR_{calc}/QR_{prova} as parcelas de carga transferidas pela ponta e pelo atrito lateral são somadas para resultar a carga de ruptura total, sendo assim, os valores dessas parcelas, em separado, podem não ser satisfatórios, mas na somatória se tornam aceitáveis. Esse é o caso de um método se encaixar na faixa de aceitação quanto a parcela de ponta e não se encaixar nem para a parcela desenvolvida por atrito lateral nem na somatória. É necessário se observar esse fato, pois a somatória nem sempre representa a carga mais correta, o ideal é se

observar o comportamento das curvas de transferência de cargas, comparando-se os coeficientes angulares dos trechos estudados perante a curva obtida na prova de carga.

5.1. Cálculos dos Métodos Empregados

Os Métodos de cálculo empregados tem suas metodologias apresentadas na revisão bibliográfica e os cálculos realizados para cada um deles são apresentados no Apêndice I, em formato de planilha de cálculo. Os valores de cargas de ruptura obtidos nos métodos de cálculo são apresentados em formato de tabela a fim de ilustrar as cargas calculadas e comparar seus valores com as cargas obtidas nas provas de carga. Com essa finalidade a tabela 5.1 foi desenvolvida, onde, para cada Método são listados os resultados dos cálculos.

Tabela 5.1: Resultados obtidos nos cálculos das cargas de ruptura em todos os métodos.

MÉTODO	MÉNARD, 1963			BAGUELIN, 1978			LPC, 1982		
	QL (kN)	QP (kN)	QR (kN)	QL (kN)	QP (kN)	QR (kN)	QL (kN)	QP (kN)	QR (kN)
ESTACA									
PRÉ-MOLDADA	312	37	349	348	45	393	288	25	313
HÉLICE						1.12			
CONTÍNUA	701	237	938	796	328	4	525	144	669
ESCAVADA	701	237	938	796	328	4	525	144	669
ÔMEGA	701	263	964	796	381	7	525	197	722
RAIZ	701	237	938	796	328	4	525	144	669
MÉTODO	LCPC-SETRA, 1985			FASCÍCULO 62-V, 1999			NORMA FRANCESA NF P 94-262, 2012		
ESTACA									
PRÉ-MOLDADA	154	22	176	329	26	355	215	2	217
HÉLICE									
CONTÍNUA	319	158	477	480	171	651	609	42	651
ESCAVADA	319	158	477	480	164	644	516	38	554
ÔMEGA	475	236	711	694	223	917	891	49	940
RAIZ	319	158	477	334	164	498	586	38	624

Os valores indicados como QL são as cargas obtidas na transferência por atrito lateral, as cargas indicadas como QP são cargas transferidas pela ponta da estaca e as cargas denominadas QR são as cargas totais de ruptura.

Os valores obtidos nas provas de carga para as estacas serão aqui apresentados para concluir sobre os métodos de previsão de capacidade de carga. A estaca tipo pré-moldada, em seu ensaio retornou valores de 262 kN para a carga de ruptura no topo da estaca, 42 kN para a

carga de ponta e 220 kN para o atrito lateral. A média das provas de carga das estacas hélice contínua apontam valores de 885 kN para a carga total de ruptura, 62 kN para a ponta e 823 kN transferidos por atrito lateral. A média das provas de carga para as estacas escavadas resultaram em carga total de ruptura de 682 kN, de ponta de 11 kN e o atrito lateral em 671 kN. As estacas tipo hélice de deslocamento obtiveram como carga de ruptura média de 1.428 kN para a carga total, 209 kN para de ponta e 1.219 kN para o atrito lateral. A média das provas de carga das estacas tipo raiz apontaram carga total de ruptura de 980 kN, 31 kN para de ponta e 949 kN para o atrito lateral.

5.2. Processo executivo e Parâmetros de entrada dos métodos

Neste item, faz-se uma abordagem levando em consideração a variação da capacidade de carga em relação ao processo executivo das estacas, procurando entender qual deles é aplicável aos procedimentos de execução de estacas no Brasil e como o processo executivo influencia os parâmetros de entrada.

Tendo em vista os resultados obtidos nos cálculos para a estaca pré-moldada de concreto entende-se que deve haver um ajuste nas curvas dos métodos para atender um dimensionamento para esse tipo de fundação.

Observando os resultados das parcelas de carga obtidas para a estaca escavada é possível notar que a parcela transferida pela ponta é superestimada por todos os métodos, porém, na rotina de cálculo de fundações do Brasil essa parcela é desprezada como componente de carga total de ruptura, uma vez que é sabido que o formato da ponta resultante na execução é deformado, não representando uma boa maneira de transferir essa carga pela ponta. Sendo assim, é possível notar que os métodos de cálculo não consideraram essa particularidade de execução da estaca escavada ao propor suas rotinas de cálculo.

Quanto às estacas tipo hélice contínua muitos métodos atribuem a esse tipo de estaca ao à estaca escavada mesmos parâmetros, não evidenciando as diferenças imputadas pelo processo executivo aos resultados nas provas de carga dessas duas estacas. Embora haja diferença entre as cargas na prova de carga, não se observa essa diferença nos parâmetros adotados pelos métodos de cálculo, em que basicamente todos os resultados desses métodos

apresentaram cargas semelhantes para esses dois tipos de estaca, por serem consideradas estacas escavadas com trado.

Tendo em vista as semelhanças geométricas entre a estaca escavada e a estaca hélice contínua, as diferenças entre as capacidades de carga observadas nas provas de carga podem ser atribuídas ao método executivo e também à diferença entre as especificações do concreto utilizado em cada uma. É necessário verificar os parâmetros de entrada dos cálculos visando diferenciar os dois tipos de estaca, levando-se em conta as diferenças dos processos executivos. Para ambos os tipos de estacas.

Para as estacas tipo raiz é necessário avaliar, nos parâmetros de cálculo, a escolha da classe, de modo a refletir o desempenho desse tipo de estaca. É necessário verificar, nos métodos, a correspondência na nomenclatura utilizada para designar a estaca tipo raiz, uma vez que nos métodos ela é chamada de micro estaca.

O processo executivo da estaca hélice de deslocamento (ω) a torna um elemento peculiar que, embora seja considerada escavada, se comporta como uma estaca de deslocamento ou semi deslocamento, quando se compara os resultados da prova de carga com o das demais estacas com mesma configuração geométrica. Os valores obtidos são elevados, da ordem de 2,10 vezes superior ao o resultado para a estaca escavada e 1,6 vezes maior que o resultado obtido para a estaca hélice contínua. É necessário rever todos os métodos, para atender um dimensionamento que considere o método executivo desse tipo de estaca e reflita sua capacidade de carga.

É válido ressaltar que os métodos do Fascículo 62-V (1999) e da norma francesa NF P 94-262 (2012) possuem, em seus métodos, uma tabela diferenciando os tipos de estaca, separando-as em classes e grupos para consultar os parâmetros de entrada dos cálculos. Porém, nota-se que no caso deste estudo essas classes não refletem as diferenças entre métodos executivos de estacas e entre as estudadas. As estacas tipo hélice contínua, escavada, raiz e hélice de deslocamento foram executadas com mesmas características geométricas, porém constituem métodos executivos diferentes e refletiram isso em suas provas de carga. Porém, os métodos citados não evidenciaram essas diferenças. É necessário, então, aplicá-los com cautela nas rotinas de projetos de fundações no Brasil e até mesmo investir em instrumentação de obras

para que se possa estabelecer uma regra que se aplique à rotina brasileira, levando-se em conta os métodos executivos e as características geométricas de cada tipo de estaca.

Dessa forma, tendo essas estacas analisadas no subsolo em questão, para que seja possível a utilização dos métodos de cálculo desenvolvidos para o pressiômetro de Ménard, em solos como o do campo experimental, é necessário ajustar os parâmetros de cálculo. Para isso é feita a proposta de ajuste dos parâmetros.

5.3. Proposta de ajuste dos parâmetros de entrada dos métodos

Para prosseguir com os ajustes dos parâmetros observou-se o coeficiente angular das curvas de transferência de cargas, obtidas para os cálculos e para a prova de carga. Também procurou-se ajustar pelo método da norma francesa NF P 94-262 (2012), que é o método mais recente. Em alguns métodos a melhor semelhança entre coeficientes angulares foi obtido nesse método.

Para iniciar as determinações de novos parâmetros de entrada iniciou-se um cálculo por retro análise, significando que o valor da relação entre a carga obtida na prova de carga e a carga obtida nos cálculos (Q_{pc}/Q_{calc}), para cada parcela componente da carga total, deu origem ao coeficiente de correção, sendo:

$$k'_p = \frac{Q_{ppc}}{Q_{pcalc}} \quad [31]$$

$$k'_l = \frac{Q_{lpc}}{Q_{lcalc}} \quad [32]$$

A partir dessa referência e observando o comportamento da curva de transferência de carga nos gráficos apresentados nas figuras 4.4, 4.8, 4.12, 4.16 e 4.20 para o método da norma, comparado à prova de carga, foi possível estabelecer os novos parâmetros. Os valores de k'_p e k'_l para todos os tipos de estacas, analisados à luz do método da norma francesa NF P 94-262 (2012) são apresentadas na tabela 5.2.

Tabela 5.2: Coeficientes de correção para as parcelas componentes da carga total para a norma francesa NF P 94-262 (2012).

Fatores de correção									
Pré-moldada		Hélice contínua		Escavada		Ômega		Raiz	
k'p	k'l	k'p	k'l	k'p	k'l	k'p	k'l	k'p	k'l
22,33	1,02	1,48	1,35	0,29	1,30	4,27	1,37	0,82	1,62

Tendo as informações apresentadas na tabela 5.2 foi possível prosseguir com a proposta para um fator de ponta corrigido, a ser aplicado no cálculo da carga transferida pela ponta, que na norma francesa NF P 94-262, 2012 é representado por k_p e calculado como se apresenta na revisão bibliográfica. Também é possível obter uma proposta para um fator a ser aplicado ao cálculo do atrito lateral, que na norma citada é representado por um fator $\alpha_{estaca-solo}$, determinado pelo tipo de estaca e pelos tipos de solo no qual o fuste está inserido. A metodologia de cálculo para a utilização desses parâmetros se encontra descrita na revisão bibliográfica.

5.3.1. Proposta para o fator de ponta

Para a parcela de ponta o ajuste foi feito multiplicando-se o fator k_p original da metodologia de cálculo da norma francesa NF P 94-262, 2012 pelo fator k'_p proposto na tabela 5.2. Alguns ajustes ao resultado dessa multiplicação foram realizados baseando-se no comportamento da curva de transferência de carga como um todo, e não olhando somente para a parcela de ponta isoladamente. Nesse momento buscou-se corrigir as questões levantadas no tópico sobre processo executivo das estacas.

Para a estaca pré-moldada o ajuste na parcela de ponta deu-se num ajuste de 2,23 obtido no cálculo para 1,8 como valor proposto para o novo k_p . Para a estaca escavada um ajuste no mesmo sentido foi feito, alterando o valor calculado de 0,084 para um valor admissível de 0,10 para k_p . Para a estaca hélice o valor obtido no cálculo foi de 0,432 e o valor admitido para k_p foi de 0,5. Para a estaca ômega o valor calculado foi de 1,58 e o valor admissível foi de 1,50. Para a estaca raiz o valor calculado e o valor admitido foram o mesmo, um k_p de 0,23.

O método da norma francesa NF P 94-262, 2012 possui uma tabela que lista valores para $k_{p\text{máx}}$, e dependendo das condições de embutimento da estaca é que se obtém o valor de k_p . Um cálculo de retroanálise com essas condições, nos valores de k_p admitidos acima foi feito a fim de se obter as faixas de $k_{p\text{máx}}$ apresentados na tabela 5.3.

Tabela 5.3: Valor do fator de capacidade pressiométrica $k_{p\text{max}}$ corrigido para as estacas estudadas, baseando-se na tabela da norma NF P 94-262 (2012).

Classe da estaca	Silte argilo-arenoso*	Argila, lodo e solos intermediários da argila	Areia, pedregulho e solos intermediários da areia	Talco	Marga e marga calcária	Rochas alteradas e fragmentadas (a)
1	0,85 (c)	1,15 (b)	1,10 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
2	2,00 (d)	1,30	1,65	1,60	1,60	2,00
3	7,00 (e)	1,55	3,20	2,35	2,10	2,10
4	25,00 (f)	1,35	3,10	2,30	2,30	2,30
5#	**	1,00	1,90	1,40	1,40	1,20
6#	**	1,20	3,10	1,70	2,20	1,50
7#	**	1,00	1,00	1,0	1,00	1,50
8#	**	1,15 (b)	1,10 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
Notas da tabela						
(#)	Para as estacas número 13, 14 e 16, instaladas por vibração e não por cravação, se faz necessário reduzir em 50% o valor de k_p					
(a)	No caso de rocha sã deve-se verificar a validade do método ou recorrer à métodos específicos da mecânica das rochas					
(b)	Para micro estacas a resistência de ponta é normalmente desprezada					
(c)	Para estacas escavadas a resistência de ponta é normalmente desprezada					
(d)	Esse valor foi o resultante para a estaca tipo hélice contínua, nesse estudo					
(e)	Esse valor foi o resultante para a estaca tipo ômega, nesse estudo					
(f)	Esse valor foi o resultante para a estaca pré-moldada de concreto, nesse estudo					
*	Tipo de solos na ponta das estacas encontrado no campo experimental da Feagri					
**	Tipos de estacas não estudadas nesse trabalho					

A tabela 5.3 está apresentada da mesma maneira que a tabela do seu método de origem, apresentada no capítulo 2, de revisão bibliográfica.

5.3.2. Proposta para o fator de atrito lateral

Para a parcela transferida por atrito lateral o ajuste foi feito, inicialmente multiplicando-se o fator $\alpha_{\text{estaca-solo}}$ original da metodologia de cálculo da norma francesa NF P 94-262, 2012 pelo fator k'_1 proposto na tabela 5.2. Alguns ajustes ao resultado dessa multiplicação foram realizados baseando-se no comportamento da curva de transferência de carga como um todo a fim de se obter uma curva a mais próxima possível daquela obtida na prova de carga. Nesse momento buscou-se corrigir as questões levantadas no tópico sobre processo executivo das estacas. Observou-se que para algumas estacas a diferença entre os dois tipos de solo em que o fuste da estaca está inserido não refletiu em diferentes valores para $\alpha_{\text{estaca-solo}}$, já em outros tipos de estaca essa diferenciação foi fundamental para se aproximarem as curvas de transferência de carga.

O ajuste inicial proposto para o fator $\alpha_{\text{estaca-solo}}$ se dá com a multiplicação do $\alpha_{\text{estaca-solo}}$ original pelo fator k'_1 obtido na tabela 5.2.

Para a estaca pré-moldada o ajuste inicial no fator $\alpha_{\text{estaca-solo}}$ calculado foi de 1,12, mas ajustando-se graficamente decidiu-se permanecer com o valor original de 1,10. Para a estaca escavada um ajuste no mesmo sentido foi feito rendeu um valor calculado 1,43, com os ajustes gráficos adotou-se o valor 1,40 para esse novo $\alpha_{\text{estaca-solo}}$. Para a estaca hélice diferenciar as camadas de solo nos fatores de cálculo foi importante, e por esse fato o novo $\alpha_{\text{estaca-solo}}$ calculado não foi o admissível. Por meio de tentativas se ajustou o gráfico de transferência de carga, obtendo-se dois valores distintos de $\alpha_{\text{estaca-solo}}$, um para representar a camada de argila porosa arenosa e outro para representar a camada de silte argilo-arenoso. Para a estaca ômega a diferenciação das camadas não representou influência no formato da curva de transferência de carga, sendo assim, o valor calculado foi de 2,60, porém foi ajustado graficamente para 2,40. Para a estaca raiz, assim como para a estaca hélice contínua foi fundamental separar as duas camadas de solo nos cálculos do atrito lateral, gerando-se dois valores diferentes para $\alpha_{\text{estaca-solo}}$, também ajustado graficamente por meio de tentativa.

O método da norma francesa NF P 94-262, 2012 possui uma tabela que lista valores para $\alpha_{\text{estaca-solo}}$. Da mesma forma, aos valores ajustados, estabeleceu-se a tabela 5.4.

Tabela 5.4: Valores corrigidos para $\alpha_{\text{estaca-solo}}$ baseados na norma NF P 94-262, 2012

Número da estaca	Argila porosa *	Silte argilo-arenoso*	Argila, lodo e solos intermediários da argila	Areia, pedregulho e solos intermediários da areia	Talco	Marga e marga calcária	Rochas alteradas e fragmentadas (a)
	Q1	Q1	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
1	1,40	1,40	1,10	1,00	1,80	1,50	1,60
2	**	**	1,25	1,40	1,80	1,50	1,60
3	**	**	0,70	0,60	0,50	0,90	-
4	2,40	1,60	1,25	1,40	1,70	1,40	-
5	**	**	1,30	-	-	-	-
6	2,00	1,50	1,50	1,80	2,10	1,60	1,60
7	2,40	2,40	1,90	2,10	1,70	1,70	-
8	**	**	0,60	0,60	1,00	0,70	-
9	1,10	1,10	1,10	1,40	1,00	0,90	-
10	**	**	2,00	2,10	1,90	1,60	-
11	**	**	1,20	1,40	2,10	1,00	-
12	**	**	0,80	1,20	0,40	0,90	-
13	**	**	1,20	0,70	0,50	1,00	1,00
14	**	**	1,10	1,00	0,40	1,00	0,90
15	**	**	2,70	2,90	2,40	2,40	2,40
16	**	**	0,90	0,80	0,40	1,20	1,20
17	**	**	-	-	-	-	-
18	**	**	-	-	-	-	-
19	**	**	2,70	2,90	2,40	2,40	2,40
20	**	**	3,40	3,80	3,10	3,10	3,10
*	Tipos de solo apresentados no perfil típico do campo experimental da Feagri						
**	Tipos de estacas não estudadas nesse trabalho						
1	Estaca Escavada						
4	Estaca Raiz						
6	Estaca Hélice Contínua						
7	Estaca Hélice de deslocamento (ômega)						
9	Estaca Pré-moldada de concreto						
Q1 a Q5 são as curvas que representam os tipos de solo para determinação de $f_{\text{solo}} (p_L^*)$							

6. CONCLUSÕES

6.1. Previsão da capacidade de carga

Analisando os resultados obtidos nos métodos de cálculo, nota-se que nenhum deles é capaz de resultar valores de carga válidos, tanto para ponta quanto para carga distribuída por atrito lateral para um mesmo tipo de estaca, sem a necessidade de ajustes para o tipo de solo estudo. Todos os métodos precisam ser ajustados para serem validados para cálculo de carga de ruptura a compressão em estacas, nos solos lateríticos e porosos estudados. Os maiores ajustes devem ser feitos em função da parcela de carga transferida pela ponta, que em sua maioria aparece superestimada pelos métodos e outras vezes não refletem o método executivo da estaca.

Mesmo tendo adotado o método da norma francesa NF P 94-262 (2012) para realizar os ajustes, ou correções, nos parâmetros de entrada para atender as condições observadas nas provas de carga, é válido observar como se comportam os demais métodos e as estacas estudadas, a fim de avaliar qual outro método se aplicaria ao cálculo, quando corrigido.

Abordando-se do ponto de vista do tipo de estaca, tomando-se como referência a carga distribuída por atrito lateral, que é responsável pela maior parte da carga de ruptura total de uma estaca, é possível elencar para qual tipo de estaca cada método se adequaria melhor necessitando o mínimo ajuste necessário:

- Para a estaca tipo pré-moldada o método a ser ajustado é o método da norma francesa NF P 94-262 (2012);

- Para a estaca tipo hélice contínua dois métodos atendem esse dimensionamento, quando corrigidos para os solos estudados, são eles o Método de Baguelin *et al.* (1978) e o método de Ménard (1963);

- Para a estaca tipo escavada procede-se da mesma maneira como para a estaca tipo hélice contínua. Os métodos de Método de Baguelin *et al.* (1978) e o método de Ménard (1963) são os mais indicados;

- Para a estaca tipo hélice de deslocamento (ômega), nenhum método retornou valores aceitáveis para o atrito lateral, todos subdimensionam essa parcela;

- Para a estaca tipo raiz o método que resultou cargas mais próximas àquelas obtidas nas provas de carga, é o Método de Baguelin *et al.* (1978), necessitando ajuste.

A maneira como a correção ao método da norma francesa NF P 94-262 (2012) foi conduzida permitiu analisar a distribuição de carga ao longo do fuste da estaca, ajustando-se os parâmetros para ponta e para os dois tipos de solo encontrados no perfil do subsolo estudado, em conjunto, por meio de tentativas. Dessa forma a validação do método citado para cálculo de carga de ruptura nesses tipos de estaca se torna mais coerente, uma vez que esse método é o mais atual, e entende-se que sendo mais atual é também mais refinado, com dados adicionais de estacas instrumentadas e ensaiadas.

Tendo em vista que o método da norma francesa NF P 94-262 (2012) pôde ser ajustado para estabelecer valores de parâmetros de entrada para o cálculo dos tipos de estacas estudados, no solo estudado conclui-se, assim, que é possível aplicar métodos de cálculo de fundações baseados em ensaios pressiométricos, desde que se faça alguns ajustes e correções nos parâmetros de entrada, a fim de se considerar o método executivo de cada estaca e as particularidades de resistência do solo onde se aplica o método.

6.2. Sugestões para futuras pesquisas

Ainda é necessário ampliar as pesquisas, inserindo mais dados de estacas instrumentadas para ter um banco de dados adequado e, assim, confrontar as correções propostas com outras pesquisas, buscando um método que possa ser aplicado aos cálculos de fundações em solos tropicais. É importante aplicar o mesmo processo a outros campos experimentais e verificar os ajustes necessário para cada situação, a fim de consolidar a utilização desses métodos nas rotinas de projetos do Brasil. Como sugestão para as próximas pesquisas, recomenda-se avaliar também se a mudança de diâmetros das estacas mantém uma proporcionalidade nos ajustes feitos para esses métodos, para que possa assim ser aplicado a outros tipos de fundações profundas.

7. REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R (1996) – “Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas”. Dissertação apresentada à faculdade de Engenharia agrícola da Universidade Estadual de Campinas visando a obtenção do título de mestre em Engenharia agrícola, Campinas.

ALBUQUERQUE, P. J. R (2001) – “Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade”. Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do grau de Doutor em engenharia, São Paulo.

ALBUQUERQUE, P. J. R, CARVALHO, D., FONTAINE, E.B. (2008) – “Evaluation of the lateral friction of piles in a diabasic soil through pressiometer test”. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Ed. Taylor & Francis Group, Londres, 2008.

ALZUBAIDI, R. M. (2015) – “Essential findings in pressiometer theories”. Geotechnical and Geological Engineering, fevereiro 2016, volume 34, pp 155-166, Springer International Publishing Switzerland 2015.

AMAR, S.; CLARKE, B.G.F.; GAMBIN, M.P., ORR, T.L.L. (1991) – “The application of pressiometer test results to foundation design in Europe: A State-of-the-art”. ISSMFE European Technical Committee on Pressiometer, Part I: Predrilled pressiometer and self-boring pressiometers, A.A. Balkema.

AMAR, S. & JÉZÉQUEL, J. F. (1972) – “Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents comparaison des résultats”. Bull. De Liaison de LCPC-SETRA, Paris, n° 58, 97-108.

ANGELIM, R. R. (2011) – “Desempenho de ensaios pressiométricos em aterros compactados de barragens de terra na estimativa de parâmetros geotécnicos”. Tese de doutorado em geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília, 2011.

APAGEO MATÉRIELS ET SERVICES POUR LA GÉOTECHNIQUE, LE FORAGE ET LE LABORATOIRE (2010) – “manual of instructions – Ménard Pressuremeter”.

APAGEO MATÉRIELS ET SERVICES POUR LA GÉOTECHNIQUE, LE FORAGE ET LE LABORATOIRE (2017) - <<http://www.apageo.com>>. Acesso em: 08 mar. 2017.

ARAÚJO, S. P. M. (2001) – “O ensaio pressiométrico de Ménard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de Gnaisse”. Tese apresentada como parte das exigências do programa de pós-graduação em engenharia civil para obtenção do título *Magister Scientiae*. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991) – “Prova de carga estática – NBR 12.131/91.” Rio de Janeiro, 2001.

BAGUELIN, F.; JÉZÉQUEL, J.F., SHIELDS, D.H. (1978) – “The pressuremeter and foundation engineering”. 1 ed, Trans Tech Publications. Clausthal, Germany.

BAGUELIN, F., BURLON, S., BUSTAMANTE, M., FRANK, R., GIANESELLI, L., HABERT, J., LEGRAND, S. (2012) – “Justification de la portance des pieux avec la norme ‘fondations profondes’ NF P 94-262 et le pressiometre”. Journée Nationales de Géotechnique et de géologie de l’Ingénieur JNGG 2012, 4-6 de julho. Bordeaux.

BAHAR, R., ALIMRINA, N., DJERBAL, L. (2016) – “Ultimate resistance and settlement of foundations using Menard pressuremeter test results: case of bored piles”. ISC 5 Site Characterization Congress, Gold Coast, 2016.

BOSCH, D. R. (1996) – “Interpretação do ensaio pressiométrico em solos coesivo-friccionais através de métodos analíticos”. Dissertação apresentada em cumprimento aos requisitos para obtenção do título de mestre em engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.

BOSCH, D. R.; MÁNTARAS, F. M., SCHNAID, F. (1997). Previsão de Parâmetros Geotécnicos em Solos Coesivos-friccionais Através do Ensaio Pressiométrico. Solos e Rochas. São Paulo. ABMS. vol. 20, no 1, pp. 25-36.

BRANDT, J.R.T. (1978) – “Utilização de um novo pressiômetro para determinação do comportamento elástico de solos residuais e gnáissicos jovens e de Estratos do Terciário Paulista”. PUC, Rio de Janeiro, 1978.

BRIAUD, J.L. (1992) – “The pressuremeter”. Trans tech publications, A.A. Balkema, Rotterdam.

BRIAUD, J.L. (2013) – “Ménard Lecture, the pressuremeter test: expanding its use”. Proceedings of the 18th international conference on soil mechanics a geotechnical engineering, p107-126. Paris, 2013.

BRUSCHI, A. (2010) – “Prove geotecniche *in situ* – guida alla stima delle proprietà geotecniche a alla loro applicazione alle fondazioni”. 1 ed. Dario Flaccovio Editore, Palermo.

BURLON, S., REIFFSTECK, P. (2015) – “ARSCOP: A french national project to continue with the development of the pressuremeter”. ISP7 – PRESSIO 2015 Frikha, Varaksin & Gambin (Eds), Tunisia, Hammamet, pp 435 - 440.

BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L. (1981) – “Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charges verticales. Règles pressiométriques et pénétrométriques”. Bulletin de liaison dès laboratoires dès ponts et chaussées. Paris, France.

BUSTAMANTE, M., GAMBIN, M., GIANESELLI, L. (2009) – “Pile design at failure using the Ménard pressuremeter: an up-date. Contemporary topics in in-situ testing, analysis and realiability of foundations”. International Foundation Congress & Equipment Expo 2009, IFCEE'09, Orlando, n° 186.

CALHOON, M. (1970) – “Field testing with the pressuremeter”. Palestra oferecida na the university do Kansas, USA (não publicada).

CASSAN, M. (1972) – “Corrélation entre essais *in situ* en mécanique des sols”. Reporte interno, fondasol, Avignon.

CAVALCANTE, E. H., GIACHETI, H. L., DANZIGER, F.A.B., COUTINHO, R.Q., SOUSA, A., KORMANN, A.C.M., BELINCANTA, A., PINTO, C.S., BRANCO, C.J.M.C., FERREIRA, C.V., CARVALHO, S., MARINHO, F.A.M., CINTRA, J.C.A., DOURADO, K.C.A., MORAES, L.S., ALBUQUERQUE FILHO, L.H., ALMEIDA, M.S.S., GUTIERREZ, N.H.M., ALBUQUERQUE, P.J.R, CHAMECKI, P.R., CUNHA, R.P., TEIXEIRA, R.S., MENEZES, S.M., LACERDA, W.A. (2006) – “Campos experimentais Brasileiros” . XIII Cobramseg – congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Curitiba, Brasil.

CAVALCANTE, E. H., GIACHETI, H. L., DANZIGER, F.A.B., COUTINHO, R.Q., SOUSA, A., KORMANN, A.C.M., BELINCANTA, A., PINTO, C.S., BRANCO, C.J.M.C., FERREIRA, C.V., CARVALHO, S., MARINHO, F.A.M., CINTRA, J.C.A., DOURADO, K.C.A., MORAES, L.S., ALBUQUERQUE FILHO, L.H., ALMEIDA, M.S.S., GUTIERREZ, N.H.M., ALBUQUERQUE, P.J.R, CHAMECKI, P.R., CUNHA, R.P., TEIXEIRA, R.S., MENEZES, S.M., LACERDA, W.A. (2007) – “Campos experimentais Brasileiros”. Revista Latino-Americana de Geotecnia, nº 111 - nov/07, p. 99-205.

CAVALCANTE, E. H., GIACHETI, H. L., BEZERRA, R. L. (2005) – “Parâmetros geotécnicos e previsão da capacidade de carga de estacas apiloadas em solo tropical arenoso obtidos com o pressiómetro Ménard, Solos e Rochas” - Revista Latino-Americana de Geotecnia, São Paulo/SP, Janeiro-abril/05, ISSN: 01037021. V.28, No. 1, p. 115-129

CESTARI, F. (1990) – “Prove geotecniche in sito, I Edizione. Ed. Geograph s.n.c, pp. Segrate.

CLARKE, B.G. (1995) – “Pressuremeter in geotechnical design”. Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha.

CUSTÓDIO, G. S. (2003) – “Investigação e análise de parâmetros geotécnicos obtidos com ensaios de laboratório e ensaios *in situ* (DMT, PMT, SPT, PDM) ”. Tese apresentada como

parte das exigências do programa de pós-graduação em engenharia civil para obtenção do título *Magister Scientiae*. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2003.

DOURADO, K. C. A. (2005) – “Utilização do Pressiômetro de Ménard na identificação e previsão de recalques de um solo colapsível”. Tese submetida ao corpo docente da Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de mestre em ciências em engenharia civil. Recife, 2005.

EUROPEAN STANDARD - EN 1997-2 (2006) – “Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing”. CEN – Comité Européen de Normalisation. 180p. Bruxelas, 2006.

FONTAINE, E. B. (2004) – “Utilização de ensaios geotécnicos especiais de campo (cone elétrico e pressiômetro) em solos do interior do estado de São Paulo”. Tese de doutorado submetida à banca examinadora para obtenção do título de Doutor em Engenharia Agrícola. Universidade de Campinas. Campinas, 2004.

GAMBIN, M., FRANK R. (2009) – “Direct design rules for piles using Ménard pressuremeter test. IFCEE 2009: French contributions - Foundation design with Ménard pressuremeter tests. Orlando.

GARCIA, J.R. (2006) – “Estudo do comportamento carga vs recalque de estacas raiz carregadas à compressão”. Dissertação apresentada em cumprimento aos requisitos para obtenção do título de mestre em engenharia civil área de concentração Geotecnia. Campinas, 2006.

GIACHETI, H.L. (1991) – “Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo”. Tese de Doutorado em Geotecnia, São Carlos, 1991.

GIACHETI, H.L. (2001) – “Os ensaios de campo na investigação do subsolo: estudo e considerações quanto à aplicação em solos tropicais”. Texto que sintetiza criticamente parte da obra do candidato, apresentado à Faculdade de Engenharia da Unesp para concurso de livre docência junto ao departamento de Engenharia Civil, na disciplina Mecânica dos Solos. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2001.

HENDRON, A. J. (1963) – “The behavior of sand in one-dimensional compression”. Tese apresentada à Universidade de Illinois como cumprimento parcial do requerimento para o grau de doutor.

HO, C. E. (2016) – “In situ Characteristics os Manhattan Glacial Deposits from pressuremeter tests”. ISC 5 Site Characterization Congress, Gold Coast, 2016.

HUGHES, J. M. O., WROTH, G. P. & WINDLE, D. (1977) – “Pressuremeter tests in sand”. *Geotechnique*, vol 27, nº 4.

ISKANDER, K. (2016) – “Reduced pressuremeter test time procedure and new analysis metgod”. ISC 5 Site Characterization Congress, Gold Coast, 2016.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (2009) – “Geotechnical investigation and testing – field testing – part 4: Ménard pressuremetes test - ISO/DIS 22476-4”, 2009, 53p.

JÉZÉQUEL, J., LEMASSON, H., TOUZE, J. (1968) – “Louis Ménard pressuremeter – practical difficulties and their effect on pressuremeter values”.

JOHNSON, L. D. (1986) – “Correlation of soil parameters from *in situ* and laboratory tests for building”. Proc. *In situ* '86. Use of *In situ* Test in Geot. Engng, Blacksburg VA, pp 635-648.

KENMOGNE, M. E., WEMEYI, Ms. E., MARTIN, M. J.R. (2015) – “Influence of the acquisition method on pressuremeter parameters: E_M and p^*_{LM} , case study in aluvial soils of litoral – Cameroon. ISP7 – PRESSIO 2015 Frikha, Varaksin & Gambin (Eds), Tunisia, Hammamet, pp 153 - 162.

LIMA, C. A. (2014) – “Avaliação da estabilidade de taludes em áreas de risco de movimento de massa por meio de ensaios de campo na área urbana de Viçosa-MG”. Dissertação

apresentada à Universidade Federal de Viçosa como parte das exigências do programa de pós-graduação em Engenharia Civil para a obtenção do título *Magister Scientiae*, Viçosa, 2014.

LCPC-SETRA (1985) – “Règles de justification des fondations sur pieux à partir des resultata des essais pressiométriques”, Ministre de l’Urbanisme du Logement et des Transports, Paris.

LUKAS, G. L., LECLERC DE BUSSY, B. (1976) – “Pressuremeter and laboratory test correlations for clays”, J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 102 (GT9), 954 – 963.

MAIR, R.J., WOOD, D.M. (1987) – “Pressuremeter Testing: methods and interpretation”. Ciria, Londres, 159p.

MARSLAND, A., RANDOLPH, M. F. (1977) – “Comparisons on the results from pressuremeter tests in large in-situ plate tests in London Clay”. Geotechnique, 27 (2), 217-243.

MARTIN, R.E., DRAHOS, E. G. (1986) – “Pressuremeter correlations for preconsolidated clay”. Proc. *In situ*’86. Use of *In situ* Test in Geot. Engng, Blacksburg VA, pp 206-220.

MÁNTARAS, F.M. (1995) – “Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicado à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não-saturados”. Dissertação de mestrado. UFRGS, Porto Alegre.

MÉNARD, L. (1963) – “Calcul de La force portante dès fondations sur la base dès resultas dès essais pressiométriques”. Sols Soils.

MÉNARD, L. (1975) – “The Ménard pressuremeter, interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design”. General Memorandum, Sols soils.

MONACCI, M. D. (1995) – “Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp”. Dissertação apresentada em cumprimento aos requisitos para obtenção do título de mestre em engenharia agrícola área de obras de infraestrutura: construções rurais. Campinas, 1995.

NOGUEIRA, R.C.R. (2004) – “Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial em solo de diabásio”. Dissertação apresentada em cumprimento aos requisitos para obtenção do título de mestre em engenharia civil área de concentração Geotecnia. Campinas, 2004.

NORME FRANÇAISE NF P 94-110 (1991) – “Essai pressiométrique Ménard”. Paris.

NORME FRANÇAISE NF P 94-262 (2012) – “Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes”. Paris.

OBRCIAN, W. M. (1969) – “Determination of lateral pressures associated with consolidation of granular soils”. Highway research record, nº 284, Highway research board, pp 13-22.

OLIVA, R. R. R. S. (2009) – “Caracterização do comportamento de materiais a partir do Ensaio Pressiométrico”. Universidade Técnica de Lisboa, 2009, 125p.

OLIVEIRA, D. M. (2010) – “Ensaio pressiométricos de Ménard em maciços compactados para avaliação de módulos elásticos”. Dissertação apresentada ao programa de pós-graduação em geotecnia, mecânica das estruturas e construção civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Goiás, 2010.

PASCHOALIN FILHO, J.A. (2008) – “Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas executadas em solo de diabásio da região de Campinas”. Tese de doutorado submetida à banca organizadora para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Agrícola, na área de concentração de Construções Rurais. Campinas, 2008.

REZENDE, C.H. (2000) – “Estudo do comportamento geotécnico de material assoreado em cava exaurida de mineração através de ensaios pressiométricos”. Dissertação apresentada ao programa de pós-graduação do departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia. Ouro Preto, 2000.

SAMPAIO, J.L.C. (2003) – “Parâmetros geotécnicos das regiões sul e sudeste do Brasil, obtidos por meio de pressiômetros auto-perfurantes”. Tese de doutorado. USP São Paulo, 2003.

SANDRONI, S.S.; BRANDT, J.R.T. (1983) – “Ensaaios pressiométricos em solos residuais gnáissicos jovens”. Solos e rochas, São Paulo.

SCHNAID, F., COUTINHO, R.Q. (2005) – “Pressuremeter tests in Brazil”. ISP 5 Pressio 2005, p305-318. LCPC-SETRA, Paris.

SCHNAID, F. (2009) – “*In situ* testing in geotechnics”. 1 ed, Taylor e Francis, Londres.

SCHNAID, F. (2012) – “Ensaaios de campo e suas aplicações á engenharia de fundações”, 2 ed, oficina de textos, São Paulo.

SILVA, E.M.J. (2001) – “Ensaio pressiométrico: metodologia de ensaio e calibração do equipamento”. Escola superior de Tecnologia. Info: EU-REPO/Semantics/article.

SILVA, T. Q., CÂNDIDO E. S., MARQUES, E. A. G., MINETTE, E. (2016) – “Determination of EM from Ménard pressuremeter tests for Gnaisse residual soils”. ISC 5 Site Characterization Congress, Gold Coast, 2016.

SOUZA PINTO, C. (2001) – “Apresentação dos resultados dos ensaios pressiométricos realizados no Campo Experimental da Unicamp, em Campinas. Relatório técnico, USP, São Paulo, 2001.

WINTER, E., RODRIGUEZ, A. (1975) – “Evaluation of preconsolidation and friction angle in granular soils using the pressuremeter”. *In situ* measurements of soil properties, p. 523 North Carolina.

APÊNDICE I

ESTACA pré-moldada
 diâmetro (m) 0.18
 profundidade (m) 14
 MÉTODO MÉNARD 1963
 perímetro/m 0.57
 área ponta 0.03

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	0	0.00	348.77
2	290	0.29	0	0.00	348.77
3	365	0.365	0	0.00	348.77
4	440	0.44	0	0.00	348.77
5	520	0.52	50	28.27	348.77
6	595	0.595	55	31.10	320.49
7	593	0.593	55	31.10	289.39
8	590	0.59	54	30.54	258.29
9	590	0.59	54	30.54	227.75
10	800	0.8	62	35.06	197.22
11	1020	1.02	75	42.41	162.16
12	1010	1.01	73	41.28	119.74
13	1005	1.005	73	41.28	78.46
14	PL _e *=	0.7306	kp=	2.00	37.18
				SOMA QL=	311.58 KN
				QP=	37.18 KN
				QR=	348.77 KN

ESTACA pré-moldada
 diâmetro (m) 0.18
 profundidade (m) 14
 MÉTODO BAGUELIN 1978
 perímetro/m 0.57
 área ponta 0.03

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	0	0.00	393.34
2	290	0.29	0	0.00	393.34
3	365	0.365	0	0.00	393.34
4	440	0.44	0	0.00	393.34
5	520	0.52	59	33.36	393.34
6	595	0.595	63	35.63	359.98
7	593	0.593	62	35.06	324.35
8	590	0.59	61	34.49	289.29
9	590	0.59	61	34.49	254.79
10	800	0.8	74	41.85	220.30
11	1020	1.02	79	44.67	178.45
12	1010	1.01	79	44.67	133.78
13	1005	1.005	78	44.11	89.11
14	743	0.743	kp=	2.38	45.00
				SOMA QL=	348.34 KN
				QP=	45.00 KN
				QR=	393.34 KN

parametros do grafico

Lateral: curva outro tipo de estaca e outro tipo de solo, para estacas de concreto

ponta: estaca cravada em silte PL* 743 kPa

ESTACA pré-moldada
 diâmetro (m) 0.18
 profundidade (m) 14
 MÉTODO LPC 1982
 perímetro/m 0.57
 área ponta 0.03

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL(kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	0	0.00	312.98
2	290	0.29	0	0.00	312.98
3	365	0.365	0	0.00	312.98
4	440	0.44	0	0.00	312.98
5	520	0.52	22	12.44	312.98
6	595	0.595	50	28.27	300.54
7	593	0.593	50	28.27	272.26
8	590	0.59	50	28.27	243.99
9	590	0.59	50	28.27	215.71
10	800	0.8	66	37.32	187.44
11	1020	1.02	75	42.41	150.12
12	1010	1.01	74	41.85	107.71
13	1005	1.005	73	41.28	65.86
14	743	0.743	kp=	1.30	24.58
				SOMA QL=	288.40 KN
				QP=	24.58 KN
				QR=	312.98 KN

ESTACA pré-moldada
 diâmetro (m) 0.18
 profundidade (m) 14
 MÉTODO LCPC-SETRA 1985
 perímetro/m 0.57
 área ponta 0.03

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	0	0.00	176.69
2	290	0.29	0	0.00	176.69
3	365	0.365	0	0.00	176.69
4	440	0.44	0	0.00	176.69
5	520	0.52	24	13.57	176.69
6	595	0.595	26	14.70	163.12
7	593	0.593	26	14.70	148.41
8	590	0.59	26	14.70	133.71
9	590	0.59	26	14.70	119.01
10	800	0.8	31	17.53	104.31
11	1020	1.02	39	22.05	86.78
12	1010	1.01	38	21.49	64.72
13	1005	1.005	37	20.92	43.23
14		0.7306	kp=	1.20	22.31
				SOMA QL=	154.38 KN
				QP=	22.31 KN
				QR=	176.69 KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila rija, estaca escavada de concreto curva A

ponta: estaca cravada de pequeno descolamento em silte categoria I

ESTACA pré-moldada
 diâmetro (m) 0.18
 profundidade (m) 14
 MÉTODO FASCÍCULO 62-V 1999
 perímetro/m 0.57
 área ponta 0.03

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	0	0.00	355.02
2	290	0.29	0	0.00	355.02
3	365	0.365	0	0.00	355.02
4	440	0.44	0	0.00	355.02
5	520	0.52	51	28.84	355.02
6	595	0.595	54	30.54	326.18
7	593	0.593	54	30.54	295.64
8	590	0.59	54	30.54	265.11
9	590	0.59	54	30.54	234.57
10	800	0.8	74	41.85	204.03
11	1020	1.02	80	45.24	162.19
12	1010	1.01	80	45.24	116.95
13	1005	1.005	80	45.24	71.71
14	743	0.743	kp=	1.40	26.47
				SOMA QL=	328.55 KN
				QP=	26.47 KN
				QR=	355.02 KN

parametros do grafico

tipo de estaca: cravada de concreto número 9, grupo 4

Lateral: curva para argila, curva Q3

ponta: grupo 4, argila e silte

ESTACA pré-moldada
 diâmetro (m) 0.18
 profundidade (m) 14
 MÉTODO NORMA NF P 94-262, 2012
 perímetro/m 0.57
 área ponta 0.03

a= 0.003
 b= 0.04
 c= 3.5
 $f(\text{solo}) = (aP_L^* + b) (1 - e^{-cP_L^*})$
 α= 1.1

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	0	0.00	217.16
2	290	0.29	0	0.00	217.16
3	365	0.365	0	0.00	217.16
4	440	0.44	0	0.00	217.16
5	520	0.52	35	21.66	217.16
6	595	0.595	37	22.75	195.50
7	593	0.593	37	22.73	172.74
8	590	0.59	36	22.69	150.02
9	590	0.59	36	22.69	127.33
10	800	0.8	40	24.77	104.64
11	1020	1.02	42	26.03	79.87
12	1010	1.01	42	25.99	53.84
13	1005	1.005	42	25.96	27.85
14	743	0.743	kp=	0.10	1.89
				SOMA QL=	215.27 KN
				QP=	1.89 KN
				QR=	217.16 KN

ESTACA Hélice contínua
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO MÉNARD 1963
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.1300

prof	P_{L^*} (kPa)	P_{L^*} (MPa)	f_s (kPa)	q_L (kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	27	34.02	937.60
2	290	0.29	38	47.88	903.58
3	365	0.365	39	49.14	855.70
4	440	0.44	47	59.22	806.56
5	520	0.52	50	63.00	747.34
6	595	0.595	55	69.30	684.34
7	593	0.593	55	69.30	615.04
8	590	0.59	54	68.04	545.74
9	590	0.59	54	68.04	477.70
10	800	0.8	62	78.12	409.66
11	1020	1.02	75	94.50	331.54
12	P_{Le^*}	1.013	kp	1.80	237.04
				SOMA Q_L =	700.56 KN
				Q_P =	237.04 KN
				Q_R =	937.60 KN

parametros do grafico

Lateral: igual para todos os tipos de solo

ponta: estaca escavada em argila rijá a dura

ESTACA Hélice contínua
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO BAGUELIN 1978
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P_{L^*} (kPa)	P_{L^*} (MPa)	f_s (kPa)	q_L (kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	33	41.58	1124.57
2	290	0.29	40	50.40	1082.99
3	365	0.365	47	59.22	1032.59
4	440	0.44	53	66.78	973.37
5	520	0.52	59	74.34	906.59
6	595	0.595	63	79.38	832.25
7	593	0.593	62	78.12	752.87
8	590	0.59	61	76.86	674.75
9	590	0.59	61	76.86	597.89
10	800	0.8	74	93.24	521.03
11	1020	1.02	79	99.54	427.79
12	1010	1.01	kp	2.50	328.25
				SOMA Q_L =	796.32 KN
				Q_P =	328.25 KN
				Q_R =	1124.57 KN

parametros do grafico

Lateral: curva outro tipo de estaca e outro tipo de solo, para estacas de concreto

ponta: curva de argila, escavada, para P_{L^*} 1000 kPa

ESTACA Hélice contínua
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LPC 1982
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	qL(kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	11	13.86	669.85
2	290	0.29	12	15.12	655.99
3	365	0.365	13	16.38	640.87
4	440	0.44	18	22.68	624.49
5	520	0.52	22	27.72	601.81
6	595	0.595	50	63.00	574.09
7	593	0.593	50	63.00	511.09
8	590	0.59	50	63.00	448.09
9	590	0.59	50	63.00	385.09
10	800	0.8	66	83.16	322.09
11	1020	1.02	75	94.50	238.93
12	1010	1.01	kp=	1.10	144.43
				SOMA QL=	525.42 KN
				QP=	144.43 KN
				QR=	669.85 KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila mole ate 5m e no inicio e rija ate 12 m

ponta: estaca escavada em argila e silte

ESTACA Hélice contínua
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LCPC - SETRA 1985
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	7	8.82	476.34
2	290	0.29	12	15.12	467.52
3	365	0.365	16	20.16	452.40
4	440	0.44	20	25.20	432.24
5	520	0.52	24	30.24	407.04
6	595	0.595	26	32.76	376.80
7	593	0.593	26	32.76	344.04
8	590	0.59	26	32.76	311.28
9	590	0.59	26	32.76	278.52
10	800	0.8	31	39.06	245.76
11	1020	1.02	39	49.14	206.70
12	1010	1.01	kp=	1.20	157.56
				SOMA QL=	318.78 KN
				QP=	157.56 KN
				QR=	476.34 KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila rija, estaca escavada de concreto curva A

ponta: estaca escavada em silte categoria I

ESTACA Hélice contínua
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO FASCÍCULO 62-V 1999
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	14	17.64	650.75
2	290	0.29	23	28.98	633.11
3	365	0.365	25	31.50	604.13
4	440	0.44	31	39.06	572.63
5	520	0.52	35	44.10	533.57
6	595	0.595	37	46.62	489.47
7	593	0.593	37	46.62	442.85
8	590	0.59	37	46.62	396.23
9	590	0.59	37	46.62	349.61
10	800	0.8	49	61.74	302.99
11	1020	1.02	56	70.56	241.25
12	1010	1.01	kp=	1.30	170.69

parametros do grafico
 tipo de estaca: estaca hélice contínua número 6, grupo 2
 Lateral: curva para argila, curva Q2
 ponta: grupo 2, argila e silte

SOMA QL= 480.06 KN
 QP= 170.69 KN
 QR= 650.75 KN

ESTACA Hélice contínua
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO NORMA NF P 94-262, 2012
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

a= 0.003
 b= 0.04
 c= 3.5
 $f(\text{solo}) = (aPL^* + b)(1 - e^{-cPL^*})$
 $\alpha = 1.3$

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	21	35.21	651.69
2	290	0.29	26	42.68	616.49
3	365	0.365	30	48.55	573.80
4	440	0.44	32	53.17	525.25
5	520	0.52	35	57.05	472.08
6	595	0.595	37	59.91	415.04
7	593	0.593	37	59.85	355.12
8	590	0.59	36	59.74	295.28
9	590	0.59	36	59.74	235.53
10	800	0.8	40	65.23	175.79
11	1020	1.02	42	68.55	110.56
12	1010	1.01	kp=	0.32	42.02

parametros do grafico
 tipo de estaca: estaca hélice contínua, número 6, classe 2, grupo 1
 Lateral: alpha estaca-solo, numero 6, argila e intermediários de argila
 ponta: kp classe 2, argilas e intermediários de argila
 escolha de parametros a, b e c Q1 e mesmo solo anterior

SOMA QL= 609.68 KN
 QP= 42.02 KN
 QR= 651.69 KN

ESTACA Escavada
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO MÉNARD 1963
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	27	34.02	937.60
2	290	0.29	38	47.88	903.58
3	365	0.365	39	49.14	855.70
4	440	0.44	47	59.22	806.56
5	520	0.52	50	63.00	747.34
6	595	0.595	55	69.30	684.34
7	593	0.593	55	69.30	615.04
8	590	0.59	54	68.04	545.74
9	590	0.59	54	68.04	477.70
10	800	0.8	62	78.12	409.66
11	1020	1.02	75	94.50	331.54
12	PLe*= -----	1.013	kp= -----	1.80	237.04
				SOMA QL=	700.56 KN
parametros do grafico				QP=	237.04 KN
Lateral: igual para todos os tipos de solo				QR=	937.60 KN
ponta: estaca escavada em argila rija a dura					

ESTACA Escavada
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO BAGUELIN 1978
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	33	41.58	1124.57
2	290	0.29	40	50.40	1082.99
3	365	0.365	47	59.22	1032.59
4	440	0.44	53	66.78	973.37
5	520	0.52	59	74.34	906.59
6	595	0.595	63	79.38	832.25
7	593	0.593	62	78.12	752.87
8	590	0.59	61	76.86	674.75
9	590	0.59	61	76.86	597.89
10	800	0.8	74	93.24	521.03
11	1020	1.02	79	99.54	427.79
12	1010	1.01	kp= -----	2.50	328.25
				SOMA QL=	796.32 KN
parametros do grafico				QP=	328.25 KN
Lateral: curva outro tipo de estaca e outro tipo de solo, para estacas de concreto				QR=	1124.57 KN
ponta: curva de argila, escavada, para PL* 1000 kPa					

ESTACA Escavada
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LPC 1982
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	q _L (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	11	13.86	669.85
2	290	0.29	12	15.12	655.99
3	365	0.365	13	16.38	640.87
4	440	0.44	18	22.68	624.49
5	520	0.52	22	27.72	601.81
6	595	0.595	50	63.00	574.09
7	593	0.593	50	63.00	511.09
8	590	0.59	50	63.00	448.09
9	590	0.59	50	63.00	385.09
10	800	0.8	66	83.16	322.09
11	1020	1.02	75	94.50	238.93
12	1010	1.01	kp=	1.10	144.43
				SOMA QL=	525.42 KN
				QP=	144.43 KN
				QR=	669.85 KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila mole ate 5m e no inicio e rija ate 12 m

ponta: estaca escavada em argila e silte

ESTACA Escavada
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LCPC - SETRA 1985
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	q _L (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	7	8.82	476.34
2	290	0.29	12	15.12	467.52
3	365	0.365	16	20.16	452.40
4	440	0.44	20	25.20	432.24
5	520	0.52	24	30.24	407.04
6	595	0.595	26	32.76	376.80
7	593	0.593	26	32.76	344.04
8	590	0.59	26	32.76	311.28
9	590	0.59	26	32.76	278.52
10	800	0.8	31	39.06	245.76
11	1020	1.02	39	49.14	206.70
12	1010	1.01	kp=	1.20	157.56
				SOMA QL=	318.78 KN
				QP=	157.56 KN
				QR=	476.34 KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila rija, estaca escavada de concreto curva A

ponta: estaca escavada em silte categoria I

ESTACA Escavada
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO FASCÍCULO 62-V 1999
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	qL (kPa)	Distribuição	
					QR	
1	215	0.215	14	17.64		644.19
2	290	0.29	23	28.98		626.55
3	365	0.365	25	31.50		597.57
4	440	0.44	31	39.06		566.07
5	520	0.52	35	44.10		527.01
6	595	0.595	37	46.62		482.91
7	593	0.593	37	46.62		436.29
8	590	0.59	37	46.62		389.67
9	590	0.59	37	46.62		343.05
10	800	0.8	49	61.74		296.43
11	1020	1.02	56	70.56		234.69
12	1010	1.01	kp=	1.25		164.13
				SOMA QL=	480.06	KN
				QP=	164.13	KN
				QR=	644.19	KN

parametros do grafico

tipo de estaca: escavada escavada simples, número 1, grupo 1

Lateral: curva para argila, curva Q2

ponta: grupo 1, argila e silte

ESTACA Escavada
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO NORMA NF P 94-262, 2012
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

a= 0.003

b= 0.04

c= 3.5

f(solo)= (aP_{L*}+b) (1-e^{-cP_{L*}})

α= 1.1

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	qL (kPa)	Distribuição	
					QR	
1	215	0.215	21	29.79		553.96
2	290	0.29	26	36.12		524.17
3	365	0.365	30	41.08		488.05
4	440	0.44	32	44.99		446.97
5	520	0.52	35	48.27		401.98
6	595	0.595	37	50.70		353.71
7	593	0.593	37	50.64		303.01
8	590	0.59	36	50.55		252.37
9	590	0.59	36	50.55		201.82
10	800	0.8	40	55.19		151.27
11	1020	1.02	42	58.00		96.08
12	1010	1.01	kp=	0.29		38.08
				SOMA QL=	515.88	KN
				QP=	38.08	KN
				QR=	553.96	KN

parametros do grafico

tipo de estaca: escavada simples, número 1, classe 1, grupo 1

Lateral: alpha estaca-solo, numero 1, argila e intermediários de argila

ponta: kp classe 1, argilas e intermediários de argila

escolha de parametros a, b e c Q1 e mesmo solo anterior

ESTACA Ômega
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO MÉNARD 1963
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	q _L (kPa)	Distribuição	
					QR	
1	215	0.215	27	34.02	963.94	
2	290	0.29	38	47.88	929.92	
3	365	0.365	39	49.14	882.04	
4	440	0.44	47	59.22	832.90	
5	520	0.52	50	63.00	773.68	
6	595	0.595	55	69.30	710.68	
7	593	0.593	55	69.30	641.38	
8	590	0.59	54	68.04	572.08	
9	590	0.59	54	68.04	504.04	
10	800	0.8	62	78.12	436.00	
11	1020	1.02	75	94.50	357.88	
12	P _{Le} *=	1.013	kp=	2.00	263.38	
				SOMA QL=	700.56	KN
				QP=	263.38	KN
				QR=	963.94	KN

parametros do grafico

Lateral: igual para todos os tipos de solo

ponta: estaca escavada em argila rijá a dura

ESTACA Ômega
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO BAGUELIN 1978
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	f _s (kPa)	q _L (kPa)	Distribuição	
					QR	
1	215	0.215	33	41.58	1177.08	
2	290	0.29	40	50.40	1135.50	
3	365	0.365	47	59.22	1085.10	
4	440	0.44	53	66.78	1025.88	
5	520	0.52	59	74.34	959.10	
6	595	0.595	63	79.38	884.76	
7	593	0.593	62	78.12	805.38	
8	590	0.59	61	76.86	727.26	
9	590	0.59	61	76.86	650.40	
10	800	0.8	74	93.24	573.54	
11	1020	1.02	79	99.54	480.30	
12	1010	1.01	kp=	3.00	380.76	
				SOMA QL=	796.32	KN
				QP=	380.76	KN
				QR=	1177.08	KN

parametros do grafico

Lateral: estaca cravada e de deslocamento solos granulares

ponta: estaca cravada em silte para P_{L*} 1000 kPa

ESTACA Ômega
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LPC 1982
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL(kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	11	13.86	722.37
2	290	0.29	12	15.12	708.51
3	365	0.365	13	16.38	693.39
4	440	0.44	18	22.68	677.01
5	520	0.52	22	27.72	654.33
6	595	0.595	50	63.00	626.61
7	593	0.593	50	63.00	563.61
8	590	0.59	50	63.00	500.61
9	590	0.59	50	63.00	437.61
10	800	0.8	66	83.16	374.61
11	1020	1.02	75	94.50	291.45
12	1010	1.01	kp=	1.50	196.95
				SOMA QL=	525.42 KN
				QP=	196.95 KN
				QR=	722.37 KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila mole ate 5m e no inicio e rija ate 12 m

ponta: estaca escavada em argila e silte

ESTACA Ômega
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LCPC - SETRA 1985
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição QR
1	215	0.215	7	8.82	711.36
2	290	0.29	12	15.12	702.54
3	365	0.365	16	20.16	687.42
4	440	0.44	30	37.80	667.26
5	520	0.52	37	46.62	629.46
6	595	0.595	41	51.66	582.84
7	593	0.593	41	51.66	531.18
8	590	0.59	41	51.66	479.52
9	590	0.59	41	51.66	427.86
10	800	0.8	50	63.00	376.20
11	1020	1.02	61	76.86	313.20
12	1010	1.01	kp=	1.80	236.34
				SOMA QL=	475.02 KN
				QP=	236.34 KN
				QR=	711.36 KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila rija, estaca de deslocamento curva B

ponta: estaca cravada em silte categoria I

ESTACA Raiz
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO MÉNARD 1963
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	27	34.02	937.60
2	290	0.29	38	47.88	903.58
3	365	0.365	39	49.14	855.70
4	440	0.44	47	59.22	806.56
5	520	0.52	50	63.00	747.34
6	595	0.595	55	69.30	684.34
7	593	0.593	55	69.30	615.04
8	590	0.59	54	68.04	545.74
9	590	0.59	54	68.04	477.70
10	800	0.8	62	78.12	409.66
11	1010	1.01	75	94.50	331.54
12	PLe*=	1.013	kp=	1.80	237.04
				SOMA QL=	700.56 KN
				QP=	237.04 KN
				QR=	937.60 KN

parametros do grafico

Lateral: igual para todos os tipos de solo

ponta: estaca escavada em argila rijá a dura

ESTACA Raiz
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO BAGUELIN 1978
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.215	33	41.58	1124.57
2	290	0.29	40	50.40	1082.99
3	365	0.365	47	59.22	1032.59
4	440	0.44	53	66.78	973.37
5	520	0.52	59	74.34	906.59
6	595	0.595	63	79.38	832.25
7	593	0.593	62	78.12	752.87
8	590	0.59	61	76.86	674.75
9	590	0.59	61	76.86	597.89
10	800	0.8	74	93.24	521.03
11	1020	1.02	79	99.54	427.79
12	1010	1.01	kp=	2.50	328.25
				SOMA QL=	796.32 KN
				QP=	328.25 KN
				QR=	1124.57 KN

parametros do grafico

Lateral: curva outro tipo de estaca e outro tipo de solo, para estacas de concreto

ponta: curva de argila, escavada, para PL* 1000 kPa

ESTACA Raiz
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LPC 1982
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL(kPa)	Distribuição	
					QR	
1	215	0.215	11	13.86	669.85	
2	290	0.29	12	15.12	655.99	
3	365	0.365	13	16.38	640.87	
4	440	0.44	18	22.68	624.49	
5	520	0.52	22	27.72	601.81	
6	595	0.595	50	63.00	574.09	
7	593	0.593	50	63.00	511.09	
8	590	0.59	50	63.00	448.09	
9	590	0.59	50	63.00	385.09	
10	800	0.8	66	83.16	322.09	
11	1020	1.02	75	94.50	238.93	
12	1010	1.01	kp=	1.10	144.43	
				SOMA QL=	525.42	KN
				QP=	144.43	KN
				QR=	669.85	KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila mole ate 5m e no inicio e rija ate 12 m

ponta: estaca escavada em argila e silte

ESTACA Raiz
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO LCPC - SETRA 1985
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição	
					QR	
1	215	0.215	7	8.82	476.34	
2	290	0.29	12	15.12	467.52	
3	365	0.365	16	20.16	452.40	
4	440	0.44	20	25.20	432.24	
5	520	0.52	24	30.24	407.04	
6	595	0.595	26	32.76	376.80	
7	593	0.593	26	32.76	344.04	
8	590	0.59	26	32.76	311.28	
9	590	0.59	26	32.76	278.52	
10	800	0.8	31	39.06	245.76	
11	1020	1.02	39	49.14	206.70	
12	1010	1.01	kp=	1.20	157.56	
				SOMA QL=	318.78	KN
				QP=	157.56	KN
				QR=	476.34	KN

parametros do grafico

Lateral: curva para argila rija, estaca escavada de concreto curva A

ponta: estaca escavada em silte categoria I

ESTACA Raiz
 diâmetro (m) 0.4
 profundidade (m) 12
 MÉTODO FASCÍCULO 62-V 1999
 perímetro/m 1.26
 área ponta 0.13

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.22	8	10.08	498.03
2	290	0.29	13	16.38	487.95
3	365	0.37	16	20.16	471.57
4	440	0.44	23	28.98	451.41
5	520	0.52	26	32.76	422.43
6	595	0.60	27	34.02	389.67
7	593	0.59	27	34.02	355.65
8	590	0.59	27	34.02	321.63
9	590	0.59	27	34.02	287.61
10	800	0.80	34	42.84	253.59
11	1020	1.02	37	46.62	210.75
12	1010	1.01	kp=	1.25	164.13
				SOMA QL=	333.90 KN
				QP=	164.13 KN
				QR=	498.03 KN

parametros do grafico

tipo de estaca: número 4, grupo 1
 Lateral: curva para argila, curva Q1
 ponta: grupo 1, argila e silte

ESTACA Raiz a= 0.003
 diâmetro (m) 0.4 b= 0.04
 profundidade (m) 12 c= 3.5
 MÉTODO NORMA NF P 94-262, 2012
 perímetro/m 1.26 f(solo)= (aPL*+b) (1-e^{-cPL*})
 área ponta 0.13 α= 1.25

prof	P _{L*} (kPa)	P _{L*} (MPa)	fs (kPa)	qL (kPa)	Distribuição
					QR
1	215	0.22	21	33.85	624.31
2	290	0.29	26	41.04	590.45
3	365	0.37	30	46.68	549.41
4	440	0.44	32	51.13	502.73
5	520	0.52	35	54.85	451.60
6	595	0.60	37	57.61	396.75
7	593	0.59	37	57.54	339.14
8	590	0.59	36	57.44	281.60
9	590	0.59	36	57.44	224.15
10	800	0.80	40	62.72	166.71
11	1020	1.02	42	65.91	103.99
12	1010	1.01	kp=	0.29	38.08
				SOMA QL=	586.23 KN
				QP=	38.08 KN
				QR=	624.31 KN

parametros do grafico

tipo de estaca: micro estaca, número 4, classe 1, grupo 1
 Lateral: alpha estaca-solo, numero 4, argila e intermediários de argila
 ponta: kp classe 1, argilas e intermediários de argila
 escolha de parametros a, b e c Q1 e mesmo solo anterior

ANEXO A



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

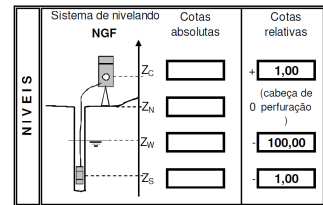
- DADOS -

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	País	
	Nome do canteiro	
	Localização / réf. Plano	
	Perfuração	PMT_01

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS				INERCIA	
	Referência 60-gc4		Tipo	Coaxial	Líquido	Natureza	Referência	ET15082402
	Comprimento	Membrana externa	Geminada			Densidade γ/w	Pressão de inércia p_m (MPa)	0,156
	210 mm X	Boracha X					CALIBRAÇÃO	
	370 mm	Estrutura reforçada				Natureza	Referência	CA15082403
						Compressibilidade λ_g (m ³)	Dímetro interior do tubo d_i (mm)	66,0
Tipo		CARACTERÍSTICA MEMBRANA		Referência provedor		Coeficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)		
E	Faixas metálicas	Inércia p_m (MPa)		0,040		Volume da sonda V_s (cm ³)		
G X	Tubo fendido					430,7		

ENSAIO	Referência do ensaio	ES15082404
	Data e hora	24/08/2015 14:29
	Unid. de controle (cPv)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,005
Observações (tempo, etc)		

Patam.	PRESSOES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				DADOS CORRIGIDOS em P & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V ^{pr} (cm ³)	ENCOSTA $\Delta V^{(60-30)}/\Delta p$ (cm ³ /MPa)	DEF. PLAST $\Delta V^{(60-30)}$ (cm ³)
0												
1	0,019	0,011	0,004	0,008	22,7	42,3	60,5	97,7	-0,010	97,7		37,2
2	0,039	0,044	0,038	0,045	136,5	160,1	186,6	231,5	-0,010	231,3	#####	44,9
3	0,069	0,065	0,062	0,083	276,3	304,5	330,9	373,1	-0,009	372,8	95816	42,3
4	0,105	0,100	0,094	0,095	420,6	448,6	473,2	508,2	-0,023	507,8	-9399	35,0
5	0,124	0,127	0,121	0,119	538,6	556,3	569,8	584,7	-0,008	584,2	5092	14,9
6	0,142	0,143	0,142	0,136	602,9	611,2	616,7	622,5	0,005	622,0	2957	5,9
7	0,165	0,165	0,176	0,186	639,3	647,5	656,0	677,6	0,051	676,8	1179	21,6
8	0,197	0,193	0,189	0,200	694,0	701,6	707,7	722,5	0,062	721,6	4047	14,7
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



PERFURAÇÃO	Sistema de localização	X =	Y =
	Atelier de perfuração		
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)	T A M	
	Ferramenta de perfuração	tipo	dímetro (mm)
	Nível pé de tubagem (m)		
	Fluido de injeção		
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0	
	até ... (m)	40	
Terminado a			

UNIDADES	Alturas	metro	m
	Tempo	segundo	s
	Volumes	centímet. cubico	cm³
	Pressão	Mégapascal	MPa



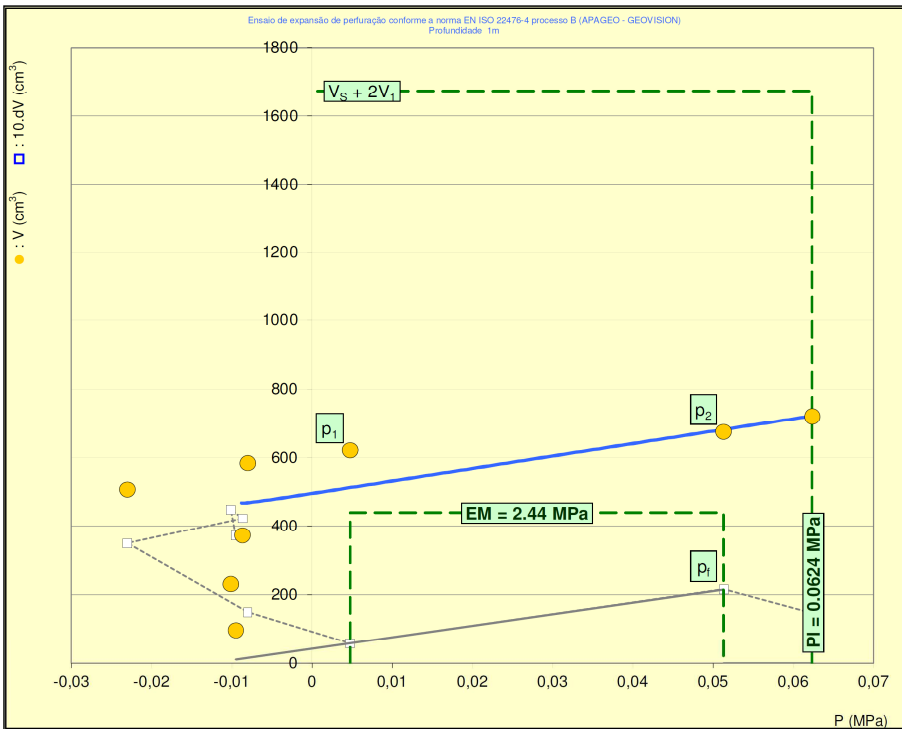
DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15082404
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_01
Profundidade do ensaio	1,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{15}	0,009
p_1	0,00
p_2	0,05
p_i	0,05
p_i	0,06
p_i^*	0,05
E_M	2,4
E_M / p_i	39,1
E_M / p_i^*	45,7

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	-3,54E-03
	B	1,63E-03
dobre hiperbola	A1	4,95E+02
	A2	3,65E+03
	A3	-3,48E-03
	A4	0,00E+00
	A5	-9,50E-03
	A6	2,00E+01

COMENTARIOS





DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

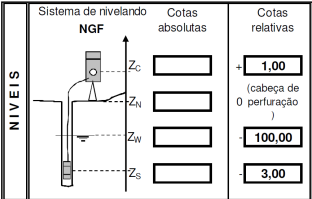
- DADOS -

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	País	
	Nome do canteiro	
	Localização / réf. Plano	
	Perfuração	PMT_01

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS				INERCIA	
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial	Líquido	Natureza	Referência	ET15082402
	Comprimento	Membrana externa				Densidade γ/γ_w		Pressão de inércia p_{in} (MPa)
	210 mm X		Geminada	Gas	Natureza	CALIBRAÇÃO		
	370 mm X	Boracha X				Comprimento total (m)	50,00	Referência
		Estrutura reforçada			Compressibilidade λ_{p_0} (m ⁻¹)		Diâmetro interior do tubo d_i (mm)	66,0
		Estrutura metálica	CARACTERÍSTICA MEMBRANA					Coefficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)
E	Faixas metálicas	Referência fornecedor					Volume da sonda V_s (cm ³)	430,7
G X	Tubo fendido	Inércia p_{in} (MPa)	0,040					

ENSAIO	Referência do ensaio	ES15082405
	Data e hora	24/08/2015 15:18
	Unid. de controle (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,008
	Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V			
	PRESSÕES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				PRESSÃO	VOLUME	ENCOSTA	DEF. PLAST
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V ⁶⁰ (cm ³)	$\Delta V^{60/20}/\Delta p$ (cm ³ /MPa)	$\Delta V^{60/20}$ (cm ³)
0												
1	0,011	0,011	0,016	0,026	20,4	37,0	52,9	103,8	0,027	103,7	-6085	50,9
2	0,038	0,058	0,041	0,047	160,3	196,7	233,9	292,1	-0,004	291,9	#####	58,2
3	0,067	0,072	0,085	0,070	339,9	365,6	395,4	437,5	-0,015	437,3	#####	42,1
4	0,095	0,088	0,090	0,112	469,3	486,6	499,1	526,6	0,012	526,1	3345	27,5
5	0,131	0,126	0,121	0,123	552,3	564,6	573,4	582,5	0,016	582,0	12513	9,2
6	0,150	0,152	0,147	0,144	598,7	608,1	614,3	620,6	0,033	620,0	2210	6,3
7	0,183	0,188	0,182	0,179	636,2	647,8	655,5	662,7	0,065	661,9	1306	7,2
8	0,205	0,206	0,204	0,197	675,6	682,0	686,4	691,6	0,082	690,8	1773	5,2
9	0,218	0,216	0,216	0,232	704,5	710,7	715,4	729,0	0,114	728,0	1145	13,6
10	0,251	0,247	0,246	0,238	716,4	806,2	806,2	806,2	0,117	805,2	25670	0,0
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



PERFURAÇÃO	Sistema de localização	X =	Y =
	Atelier de perfuração	TAM	
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)		
	Ferramenta de perfuração	tipo	diâmetro (mm)
	Nível pé de tubagem (m)		
Fluido de injeção			
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0	
	até ... (m)	40	
	Terminado a		

UNIDADE	Alturas	metro	m
	Tempo	segundo	s
	Volumes	centímet. cubico	cm ³
	Pressão	Mégapascal	MPa



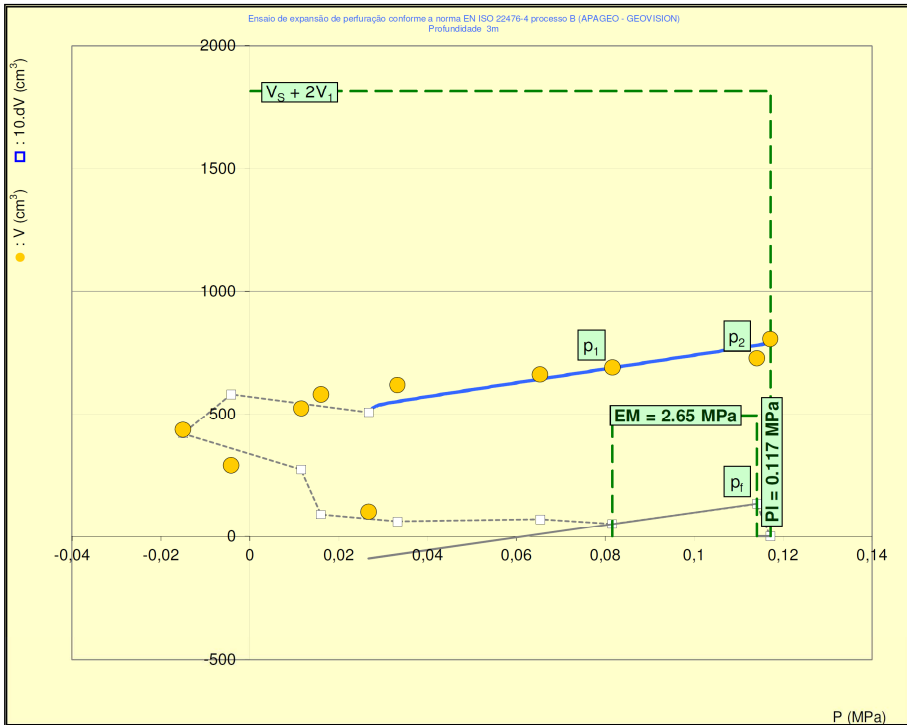
DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15082405
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_01
Profundidade do ensaio	3,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{hs}	0,027
p_1	0,08
p_2	0,11
p_i	0,11
p_i^*	0,12
p_i^*	0,09
E_M	2,6
E_M / p_i	22,6
E_M / p_i^*	29,4

PARÂMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	-4,34E-03
	B	1,81E-03
dobre hiperbola	A1	4,63E+02
	A2	2,77E+03
	A3	1,16E-02
	A4	1,95E-03
	A5	2,67E-02
	A6	1,17E-01

COMENTARIOS

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

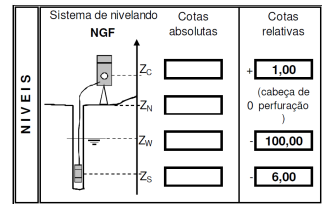
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 - DADOS -

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	País	
	Nome do canteiro	
	Localização / réf. Plano	
	Perfuração	PMT_01

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS				INERCIA	
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial	Líquido	Natureza	Referência	ET15082402
	Comprimento	Membrana externa	Geminada		Densidade γ/γ_w		Pressão de Inercia p_M (MPa)	0,156
210 mm X	Boracha X	Comprimento total (m)		Natureza		CALIBRAÇÃO		
370 mm	Estrutura reforçada	50,00	Gas	Compressibilidade λ_v (m ³)		Referência	CA15082403	
Tipo		CARACTERÍSTICA MEMBRANA				Dímetro interior do tubo d_i (mm)	66,0	
E	Faixas metálicas	Referência fornecedor				Coefficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)	4,847	
G X	Tubo fendido	Inercia p_{M0} (MPa)	0,040			Volume da sonda V_s (cm ³)	430,7	

ENSAIO	Referência do ensaio	ES15082601
	Data e hora	26/08/2015 09:10
	Unid. de controle (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	0,001
	Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V			
	PRESSOES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				PRESSAO	VOLUME	ENCOSTA	DEF. PLAST
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V ⁶⁰ (cm ³)	$\Delta V^{60-0} / \Delta p$ (cm ³ /MPa)	ΔV^{60-20} (cm ³)
0												
1	0,006	0,017	0,024	0,021	45,3	75,9	110,5	171,3	0,032	171,2		60,7
2	0,039	0,034	0,050	0,054	222,3	251,1	277,9	318,9	0,026	318,7	####	41,0
3	0,072	0,068	0,069	0,073	335,4	342,7	348,0	354,4	0,036	354,1	3398	6,4
4	0,105	0,100	0,103	0,097	367,8	376,4	383,0	391,3	0,052	390,8	2353	8,2
5	0,124	0,125	0,125	0,125	402,9	409,5	414,1	418,1	0,074	417,5	1205	4,0
6	0,168	0,170	0,169	0,165	430,4	440,0	446,2	449,9	0,108	449,2	948	3,7
7	0,205	0,205	0,207	0,209	461,7	469,4	473,8	476,2	0,147	475,3	658	2,3
8	0,229	0,227	0,229	0,228	482,4	485,2	486,6	487,7	0,164	486,8	698	1,2
9	0,247	0,252	0,254	0,254	493,3	496,1	498,0	500,4	0,188	499,3	523	2,4
10	0,280	0,281	0,281	0,281	506,8	510,8	513,4	515,9	0,212	514,7	627	2,5
11	0,300	0,306	0,306	0,309	519,9	522,6	524,9	528,1	0,239	526,8	450	3,1
12	0,330	0,320	0,327	0,324	534,2	536,5	538,2	540,2	0,252	538,8	911	2,0
13	0,345	0,345	0,353	0,347	546,9	550,3	554,8	560,7	0,272	559,2	1000	5,9
14	0,362	0,369	0,366	0,371	567,6	572,1	575,7	581,9	0,294	580,3	980	6,2
15	0,395	0,393	0,403	0,412	593,4	600,6	607,5	624,3	0,331	622,6	1134	16,9
16	0,442	0,450	0,453	0,465	643,4	660,4	678,0	709,6	0,378	707,6	1828	31,6
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



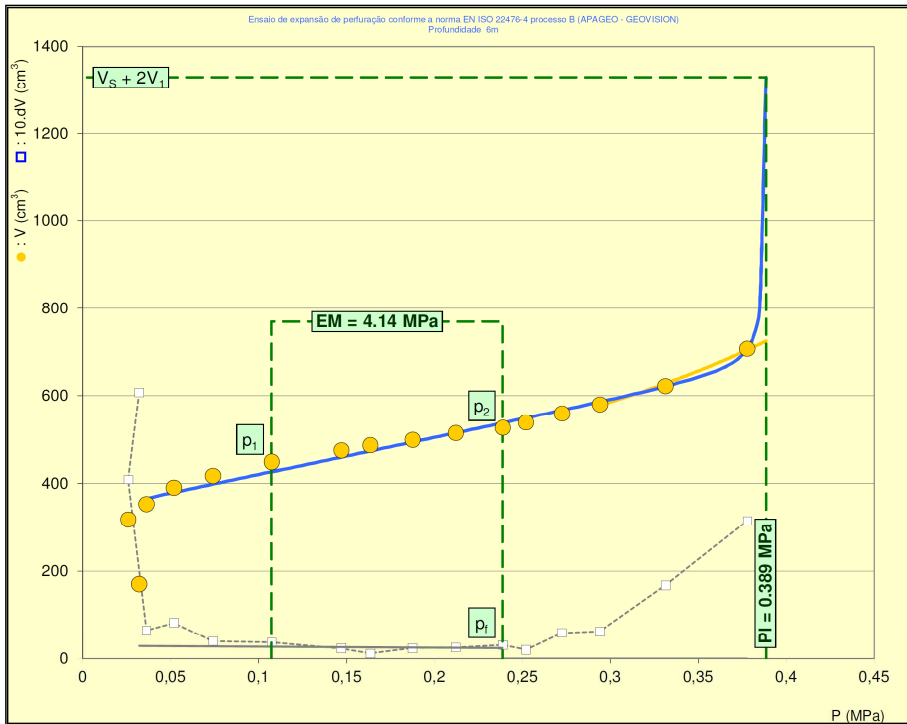
PERFURAÇÃO	Sistema de localização	X =	
		Y =	
	Atelier de perfuração		
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)	TAM	
	Ferramenta de perfuração	tipo	
		dímetro (mm)	
	Nível pé de tubagem (m)		
	Fluido de injeção		
	Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0
		até ... (m)	40
		Terminado a	

UNIDADE	Alturas	metro	m
	Tempo	segundo	s
	Volumes	centímet. cubico	cm ³
	Pressão	Mégapascal	MPa

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 RESULTADOS

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	Referência do ensaio	ES15082601
	Nome do canteiro	
	Perfuração	PMT_01
	Profundidade do ensaio	6,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	σ_{HP}	0,054
	p_1	0,11
	p_2	0,24
	p_3	0,24
	p_4	0,39
	p_4^*	0,33
	E_M	4,1
	E_M / p_1	10,7
	E_M / p_4^*	12,4

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS	A	-3,72E-03
volumes inversos	B	2,82E-03
dobre hiperbola	A1	3,35E+02
	A2	8,28E+02
	A3	6,20E-03
	A4	6,87E-01
	A5	3,21E-02
	A6	3,90E-01

COMENTARIOS

APAGEO Material de Geotecnica Geotechnical Equipment

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

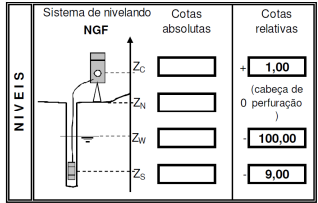
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 - DADOS -

Dossê	UNICAMP
País	
Nome do canteiro	
Localização / réf. Plano	
Perfuração	PMT_01

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS				INERCIAS	
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial	Líquido	Natureza	Referência	ET15082402
	Comprimento	Membrana externa	Geminada		Densidade γ/γ_w		Pressão de Inércia p_H (MPa)	0,156
	210 mm	X Boracha					CALIBRAÇÃO	
	370 mm	Estrutura reforçada	Comprimento total (m)	50,00	Gas		Referência	CA15082403
							Diâmetro interior do tubo d_i (mm)	66,0
		CARACTERÍSTICA MEMBRANA						
	E	Folhas metálicas	Referência fornecedor			Coefficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)	4,847	
	G	X Tubo fendido	Inércia p_{H0} (MPa)	0,040		Volume da sonda V_s (cm ³)	430,7	

Referência do ensaio	ES15082602
Data e hora	26/08/2015 12:21
Unid. de controle (CPV)	A18100314
Registrador	AG73
Operador(es)	ENG FERNANDA
Pressão diferencial	-0,004
Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V			
	PRESSOES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				PRESSAO	VOLUME	ENCOSTA	DEF. PLAST
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V t ⁶⁰ (cm ³)	$\Delta V^{60/30}/\Delta p$ (cm ³ /MPa)	$\Delta V^{60/30}$ (cm ³)
0												
1	0,039	0,034	0,034	0,030	21,3	33,8	37,9	40,5	0,109	40,4		2,6
2	0,055	0,054	0,056	0,050	62,0	66,1	67,3	69,0	0,121	68,8	2392	1,7
3	0,089	0,082	0,079	0,081	93,1	104,0	109,2	113,0	0,139	112,6	2405	3,8
4	0,117	0,109	0,113	0,108	131,9	138,1	141,0	144,1	0,158	143,6	1654	3,1
5	0,133	0,131	0,130	0,128	158,5	162,5	165,1	168,8	0,170	168,3	2039	3,7
6	0,150	0,152	0,153	0,143	181,1	190,0	206,1	267,1	0,158	266,5	-8657	61,0
7	0,181	0,188	0,196	0,195	308,8	326,0	338,3	351,1	0,189	350,2	2722	12,8
8	0,235	0,237	0,232	0,229	363,2	366,7	369,2	373,3	0,218	372,4	769	4,2
9	0,268	0,275	0,296	0,304	384,0	390,9	397,3	408,1	0,285	406,8	515	10,8
10	0,333	0,344	0,347	0,352	419,7	425,5	431,0	436,8	0,327	435,3	678	5,9
11	0,375	0,373	0,371	0,367	445,8	448,5	450,6	454,4	0,339	452,8	1488	3,7
12	0,405	0,406	0,407	0,405	463,7	467,7	470,8	474,9	0,373	473,2	598	4,2
13	0,428	0,419	0,398	0,437	480,9	483,0	484,5	489,1	0,402	487,2	478	4,5
14	0,460	0,460	0,466	0,462	499,8	505,6	511,1	517,9	0,423	515,9	1375	6,8
15	0,484	0,489	0,494	0,493	525,4	531,7	538,1	549,7	0,450	547,5	1173	11,5
16	0,511	0,516	0,524	0,531	560,1	568,5	578,2	598,2	0,482	595,9	1495	20,0
17	0,545	0,552	0,561	0,553	615,5	623,5	636,7	655,3	0,499	653,0	3337	18,6
18	0,580	0,585	0,590	0,597	672,2	685,1	698,8	725,7	0,539	723,1	1766	26,9
19												
20												
21												
22												
23												
24												



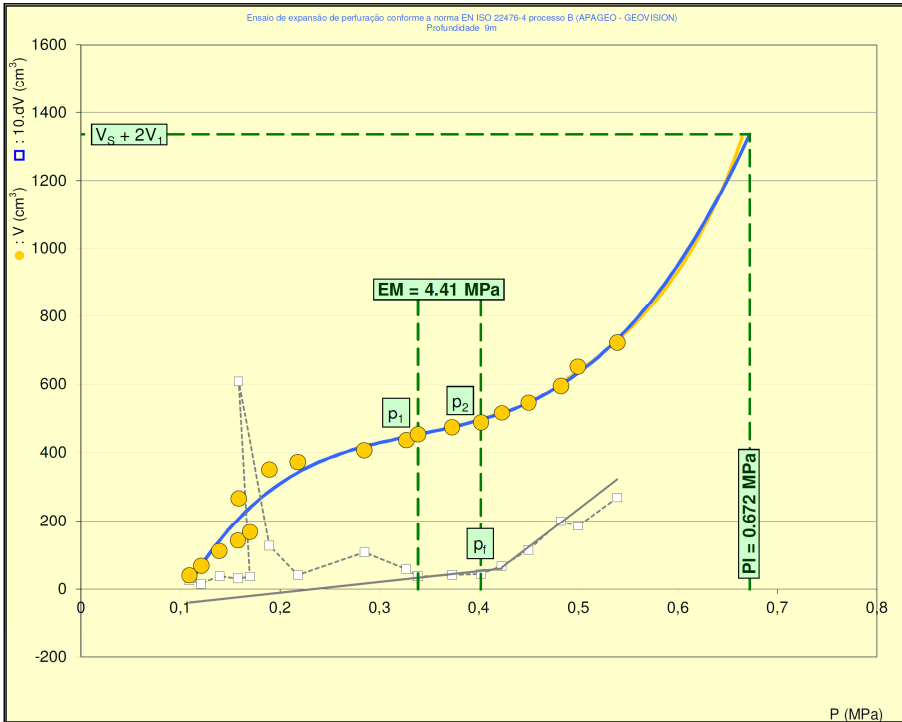
Sistema de localização	X =	Y =
Atelier de perfuração	T A M	
Método de perfuração (abreviatura do quadro C)		
Ferramenta de perfuração	tipo	
	diâmetro (mm)	
Nível pé de tubagem (m)		
Fluido de injeção		
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0
	até ... (m)	40
	Terminado a	

Alturas	metro	m
Tempo	segundo	s
Volumes	centimet. cubico	cm ³
Pressão	Mégapascal	MPa

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 - RESULTADOS -

Dossê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15082602
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_01
Profundidade do ensaio	9,00



σ_{H0}	0,081
p_1	0,34
p_2	0,40
p_i	0,42
p_1^*	0,67
p_2^*	0,59
E_M	4,4
E_M / p_1	6,6
E_M / p_1^*	7,5

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADAS		
volumes inversos	A	-4,94E-03
	B	4,03E-03
linha hiperbola	A1	-1,96E+06
	A2	-2,64E+05
	A3	6,04E+04
	A4	1,90E+07
	A5	-9,98E-01
	A6	9,41E+00

COMENTARIOS

APAGEO Material de Geotécnica Geotechnical Equipment



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- DADOS -

Dossiê	UNICAMP
País	
Nome do canteiro	
Localização / réf. Plano	
Perfuração	PMT_01

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULACAO E FLUIDOS				INERCIA	
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial	Líquido	Natureza	Referência	ET15082402
	Comprimento	Membrana externa	Geminada			Densidade γ/γ_w	Pressão de Inércia p_{in} (MPa)	0,156
	210 mm X	Boracha X	Comprimento total (m)		Gas	Natureza	CALIBRACAO	
	370 mm	Estrutura reforçada	50,00			Compressibilidade λ_g (m ⁻¹)	Referência	CA15082403
	Tipo	Estrutura metálica	CARACTERÍSTICA MEMBRANA					
	E	Faixas metálicas	Referência fornecedor					
	G X	Tubo fendido	Inércia p_{in} (MPa)	0,040				

Referência do ensaio	ES15082603
Data e hora	26/08/2015 15:07
Unid. de controle (CPV)	A18100314
Registrador	AG73
Operador(es)	ENG FERNANDA
Pressão diferencial	-0,006
Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V			
	PRESSÕES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				PRESSION	VOLUME	ENCOSTA	DEF. PLAST
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V ⁶⁰ (cm ³)	$\Delta V^{60-30}/\Delta p$ (cm ³ /MPa)	ΔV^{60-30} (cm ³)
0												
1	0,041	0,033	0,032	0,029	61,5	80,1	102,4	124,0	0,104	123,9		21,6
2	0,071	0,069	0,069	0,072	806,2	806,2	806,2	153,3	0,139	153,0	820	-652,9
3	0,095	0,099	0,101	0,098	152,5	152,5	152,5	152,6	0,164	152,2	-31	0,1
4	0,130	0,131	0,130	0,127	155,2	155,6	155,6	155,5	0,193	155,0	96	-0,1
5	0,162	0,155	0,161	0,160	155,8	155,7	155,8	155,7	0,226	155,0	1	-0,1
6	0,177	0,178	0,176	0,177	155,6	155,7	155,5	155,1	0,243	154,4	-38	-0,4
7	0,203	0,201	0,197	0,204	154,8	154,9	155,0	155,0	0,270	154,1	-9	0,1
8	0,224	0,223	0,223	0,227	154,9	155,2	155,3	155,3	0,293	154,3	9	0,0
9	0,245	0,245	0,247	0,248	155,6	155,5	155,6	155,5	0,314	154,5	7	0,0
10	0,284	0,283	0,281	0,285	155,6	155,6	155,6	155,6	0,351	154,4	-2	0,0
11	0,304	0,305	0,301	0,305	155,3	155,6	155,6	155,6	0,371	154,3	-4	0,0
12	0,345	0,351	0,349	0,347	155,4	155,6	155,6	155,6	0,413	154,2	-4	0,0
13	0,408	0,413	0,409	0,410	155,9	155,9	155,9	155,9	0,476	154,2	0	0,0
14	0,445	0,446	0,440	0,445	155,9	155,9	155,9	155,9	0,511	154,0	-4	0,0
15	0,515	0,509	0,509	0,507	155,9	155,9	155,9	155,9	0,573	153,7	-4	0,0
16	0,600	0,622	0,620	0,624	156,2	156,2	156,3	156,2	0,690	153,5	-2	-0,1
17	0,723	0,732	0,736	0,739	156,3	156,5	156,5	156,5	0,805	153,3	-2	0,0
18	0,839	0,831	0,822	0,824	156,5	156,5	156,5	156,5	0,889	152,9	-5	0,0
19	0,930	0,935	0,944	0,945	156,7	156,5	156,5	156,6	1,011	152,4	-4	0,1
20	1,025	1,001	1,046	1,035	156,9	156,8	156,8	156,8	1,101	152,3	-2	0,0
21	1,125	1,139	1,130	1,144	156,8	156,8	156,8	156,8	1,210	151,7	-5	0,0
22	1,226	1,213	1,215	1,214	157,1	156,9	157,0	156,9	1,280	151,5	-3	-0,1
23												
24												

NÍVEIS		Cotas absolutas	
		Cotas relativas	1,00
		(cabeça de 0 perfuração)	
			100,00
			11,00

PERFURAÇÃO	Sistema de localização	X =	Y =
	Atelier de perfuração		
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)	T A M	
	Ferramenta de perfuração	tipo	
		diâmetro (mm)	
	Nível pé de tubagem (m)		
Fluido de injeção			
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0	
	até ... (m)	40	
	Terminado a		

UNIDADE	Alturas	metro	m
	Tempo	segundo	s
	Volumes	centímet. cubico	cm ³
	Pressão	Mégapascal	MPa



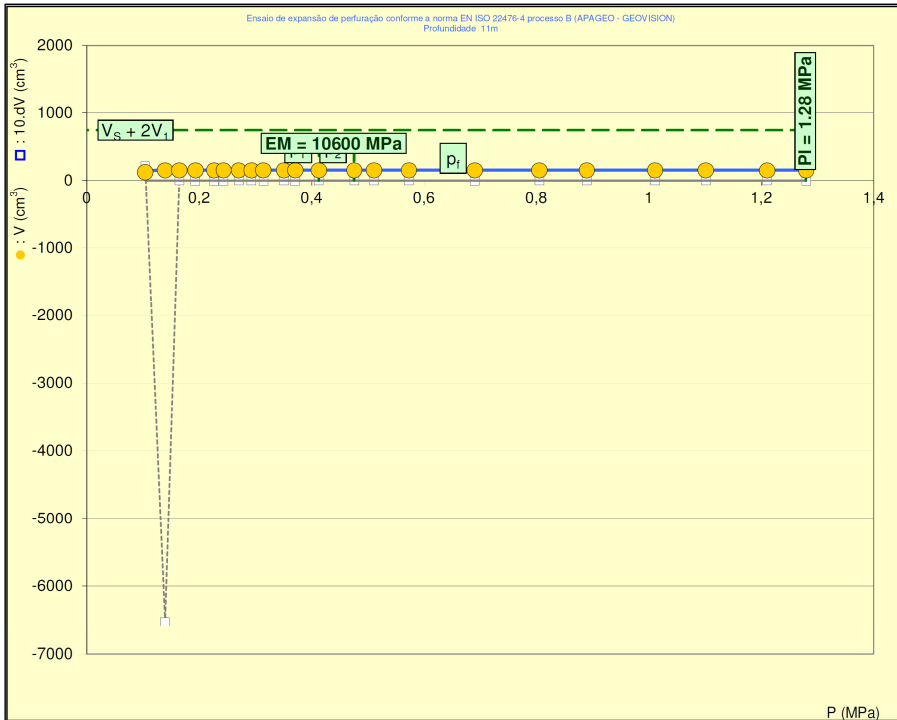
DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15082603
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_01
Profundidade do ensaio	11,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{re}	0,099
p_1	0,41
p_2	0,48
p_l	0,69
p_l^*	1,28
p_l^*	1,18
E_M	10649,5
E_M / p_l	8322,2
E_M / p_l^*	9020,1

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	6,55E+04
	B	6,55E+04
dobro hiperbola	A1	1,14E+02
	A2	-5,80E+00
	A3	1,25E-01
	A4	8,52E+02
	A5	9,96E-02
	A6	2,00E+01

COMENTARIOS	



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

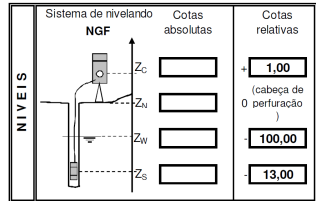
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
- DADOS -

Dossiê	UNICAMP
País	
Nome do canteiro	
Localização / ref. Plano	
Perfuração	PMT_01

CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULACAO E FLUIDOS				INERCIA		
Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial	Líquido	Natureza	Referência	ET15082803	
Comprimento	Membrana externa						Pressão de Inércia p_{in} (MPa)	0,292
210 mm X	Boracha X	Comprimento total (m)	Geminada	Gas	Densidade γ_w	CALIBRACAO		
370 mm	Estrutura reforçada	50,00			Natureza	Referência		
Tipo	Estrutura metálica	CARACTERÍSTICA MEMBRANA				Dímetro interior do tubo d_i (mm)	66,0	
E	Faixas metálicas	Referência fornecedor					Coefficiente de calibragem a (cm^3/MPa)	5,175
G X	Tubo fendido	Inércia p_{in} (MPa)	0,040				Volume da sonda V_s (cm^3)	459,7

Referência do ensaio	ES15082805
Data e hora	28/08/2015 12:17
Unid. de controle (CPV)	A18100314
Registrador	AG73
Operador(es)	ENG FERNANDA
Pressão diferencial	0,044
Observações (tempo, etc)	

Patam.	PRESSOES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm³)				DADOS CORRIGIDOS em P & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	PRESSAO p (MPa)	VOLUME V^{60} (cm^3)	ENCOSTA $\Delta V^{60}/\Delta p$ (cm^3/MPa)	DEF. PLAST $\Delta V^{60,20}$ (cm^3)
0												
1	0,036	0,029	0,031	0,039	89,6	120,0	151,0	195,0	0,072	194,9	574	44,0
2	0,062	0,061	0,064	0,067	204,0	206,0	206,0	207,0	0,093	206,8	171	1,0
3	0,103	0,102	0,103	0,106	212,0	213,0	214,0	215,0	0,128	214,7	226	1,0
4	0,135	0,132	0,138	0,138	218,0	219,0	219,0	220,0	0,157	219,6	167	1,0
5	0,167	0,165	0,168	0,172	222,0	224,0	225,0	225,0	0,189	224,5	156	0,0
6	0,223	0,227	0,226	0,229	232,0	232,0	233,0	233,0	0,242	232,3	148	0,0
7	0,254	0,258	0,255	0,254	235,0	236,0	236,0	237,0	0,265	236,2	171	1,0
8	0,326	0,325	0,326	0,328	244,0	245,0	245,0	245,0	0,335	244,0	111	0,0
9	0,346	0,376	0,375	0,377	249,0	251,0	251,0	250,0	0,381	248,8	104	-1,0
10	0,424	0,427	0,428	0,427	255,0	256,0	256,0	257,0	0,428	255,7	147	1,0
11	0,457	0,452	0,456	0,454	258,0	259,0	259,0	260,0	0,453	258,6	114	1,0
12	0,473	0,475	0,478	0,473	260,0	261,0	262,0	262,0	0,471	260,5	107	0,0
13	0,499	0,502	0,501	0,499	264,0	264,0	265,0	265,0	0,496	263,4	118	0,0
14	0,547	0,547	0,549	0,547	268,0	269,0	270,0	270,0	0,542	268,2	106	0,0
15	0,603	0,601	0,600	0,603	274,0	275,0	276,0	277,0	0,594	275,0	129	1,0
16	0,644	0,647	0,647	0,645	279,0	281,0	281,0	282,0	0,634	279,9	122	1,0
17	0,700	0,700	0,699	0,699	286,0	288,0	288,0	289,0	0,685	286,7	134	1,0
18	0,762	0,754	0,753	0,754	294,0	296,0	296,0	298,0	0,736	295,5	172	2,0
19	0,797	0,799	0,799	0,795	301,0	303,0	304,0	306,0	0,773	303,3	209	2,0
20	0,848	0,847	0,842	0,845	311,0	314,0	316,0	317,0	0,818	314,1	239	1,0
21	0,891	0,892	0,899	0,917	325,0	328,0	330,0	337,0	0,882	333,8	310	7,0
22	0,945	0,962	0,964	0,959	346,0	352,0	359,0	366,0	0,912	362,7	950	7,0
23	1,010	0,994	0,995	0,990	375,0	383,0	388,0	393,0	0,933	389,5	1301	5,0
24	1,050	1,050	1,040	1,050	410,0	421,0	431,0	447,0	0,974	443,3	1325	16,0
	1,1	1,09	1,1	1,1	462	474	483	499	1,0063	495,07	1587	16
	1,14	1,15	1,15	1,16	518	532	546	570	1,0443	565,81	1860	24
	1,21			1,2	594	613	629	649				



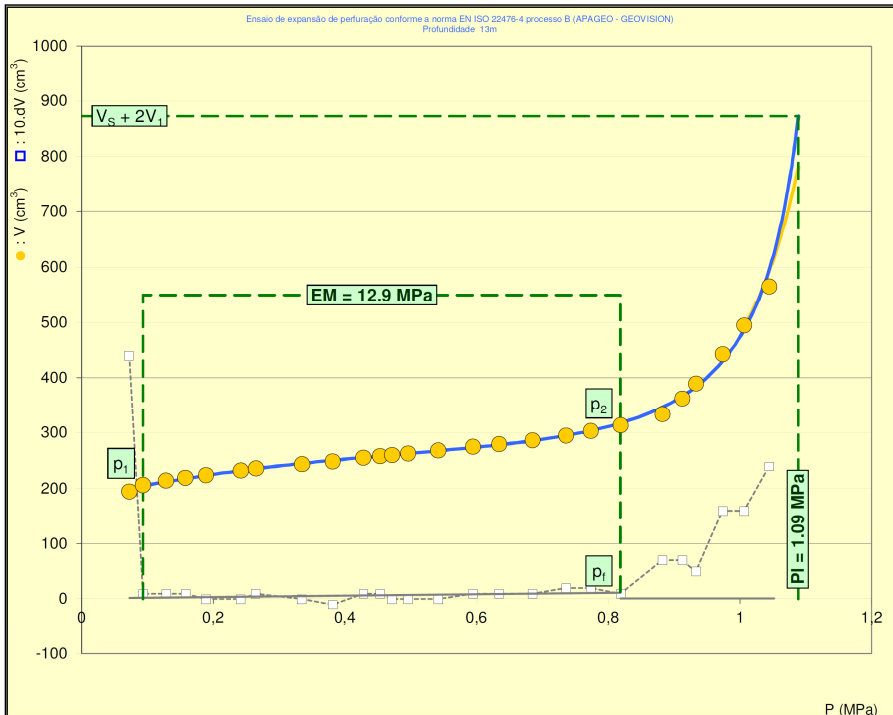
Sistema de localização	X =	Y =
Atelier de perfuração		
Método de perfuração (abreviatura do quadro C)		
Ferramenta de perfuração	tipo	diâmetro (mm)
		0
Nível pé de tubagem (m)	0	
Fluido de injeção		
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	até ... (m)
	0	40
	Terminado a	

Alturas	metro	m
Tempo	segundo	s
Volumes	centímet. cubico	cm^3
Pressão	Mégapascal	MPa

DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

1,051825285
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
- RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15082805
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_01
Profundidade do ensaio	13,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{1b}	0,117
p_1	0,09
p_2	0,82
p_r	0,82
p_i	1,09
p_i^*	0,97
E_M	12,9
E_M / p_i	11,9
E_M / p_i^*	13,3

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	-9,11E-03
	B	1,12E-02
dobre hiperbola	A1	1,57E+03
	A2	-4,86E+02
	A3	2,88E+03
	A4	5,69E+01
	A5	-2,00E+00
	A6	1,16E+00

COMENTARIOS



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

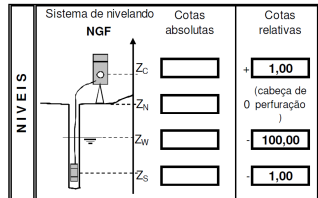
- DADOS -

Dossiê	UNICAMP
País	
Nome do canteiro	
Localização / ref. Plano	
Perfuração	PMT_02

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS				INERCIA	
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial Geminada	Líquido	Natureza	Referência	ET15082803
	Comprimento	Membrana externa				Natureza	Pressão de inércia p _{in} (MPa)	0,292
210 mm	X	Comprimento total (m)	Gas	Natureza	CALIBRAÇÃO			
370 mm	X			50,00	Compressibilidade λ ₀ (m ⁻¹)	Referência	CA15082804	
Tipo			CARACTERÍSTICA MEMBRANA				Diâmetro interior do tubo d _i (mm)	66,0
E	Estrutura metálica		Referência fornecedor				Coefficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)	5,175
G	Faixas metálicas		Inércia p _{in} (MPa)	0,040			Volume da sonda V _s (cm ³)	459,7
	Tubo fendido							

Referência do ensaio	ES15082806
Data e hora	28/08/2015 13:17
Unid. de controle (CPV)	A18100314
Registrador	AG73
Operador(es)	ENG FERNANDA
Pressão diferencial	-0,073
Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V			
	PRESSÕES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				PRESSÃO	VOLUME	ENCOSTA	DEF. PLAST
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V ⁶⁰ (cm ³)	ΔV ^{60/30} Δp (cm ³ /MPa)	ΔV ^{60/30} (cm ³)
0												
1	0,030	0,028	0,024	0,010	41,0	61,1	75,7	92,0	-0,015	91,9		16,2
2	0,059	0,047	0,042	0,051	121,9	139,3	146,8	157,4	-0,014	157,2	####	10,5
3	0,077	0,072	0,073	0,071	176,1	183,1	186,6	189,0	-0,013	188,8	16596	2,5
4	0,108	0,109	0,102	0,101	206,4	216,7	222,5	225,6	-0,003	225,3	3749	3,1
5	0,131	0,131	0,130	0,128	240,5	248,3	251,4	252,1	0,011	251,7	1899	0,7
6	0,152	0,150	0,151	0,148	261,5	264,5	265,4	265,9	0,025	265,4	1013	0,5
7	0,178	0,169	0,171	0,170	276,3	276,8	276,8	277,0	0,041	276,5	673	0,1
8	0,207	0,200	0,197	0,195	286,8	288,6	287,9	289,1	0,061	288,6	610	1,2
9	0,233	0,227	0,224	0,224	297,7	301,8	302,8	303,4	0,083	302,7	631	0,6
10	0,253	0,254	0,251	0,249	311,9	315,4	318,1	319,9	0,101	319,2	909	1,8
11	0,282	0,283	0,275	0,270	330,5	337,9	340,8	343,1	0,112	342,3	2098	2,3
12	0,308	0,299	0,297	0,293	355,2	363,7	367,4	371,1	0,124	370,2	2354	3,6
13	0,327	0,336	0,323	0,317	387,5	399,8	409,3	416,6	0,131	415,7	6519	7,4
14	0,351	0,352	0,357	0,340	431,2	441,2	453,1	467,5	0,137	466,4	9042	14,4
15	0,379	0,375	0,382	0,382	485,4	499,4	511,4	533,0	0,157	531,8	3214	21,5
16	0,408	0,407	0,409	0,407	552,8	565,3	577,6	598,6	0,163	597,3	11197	21,0
17	0,427	0,433	0,423	0,417	613,6	626,6	637,9	648,0	0,159	646,7	####	10,1
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



Sistema de localização	X =	Y =
Atelier de perfuração		
Método de perfuração (abreviatura do quadro C)	T A M	
Ferramenta de perfuração	tipo	diâmetro (mm)
Nível pé de tubagem (m)		
Fluido de injeção		
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0
	até ... (m)	40
	Terminado a	

Alturas	metro	m
Tempo	segundo	s
Volumes	centímet. cubico	cm ³
Pressão	Mégapascal	MPa



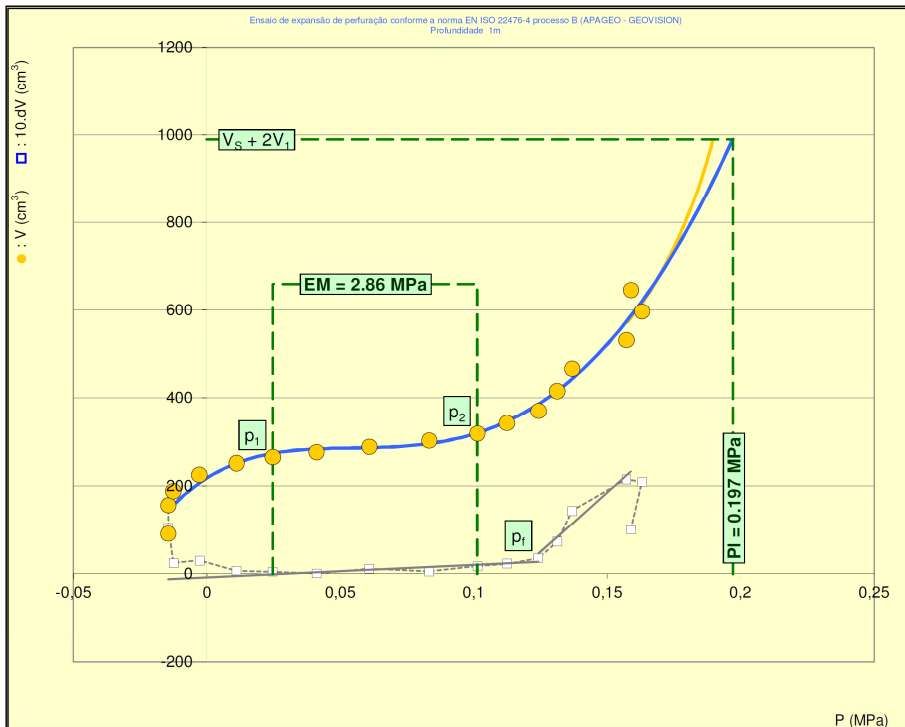
DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15082806
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_02
Profundidade do ensaio	1,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ _{ns}	0,009
p ₁	0,02
p ₂	0,10
p _i	0,12
p _i	0,20
p _i [*]	0,19
E _M	2,9
E _M / p _i	14,5
E _M / p _i [*]	15,2

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADAS		
volumes inversos	A	-2,31E-02
	B	5,38E-03
dobre hiperbola	A1	-3,45E+05
	A2	-2,01E+05
	A3	2,20E+03
	A4	7,53E+05
	A5	-2,41E-01
	A6	2,12E+00

COMENTÁRIOS	

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

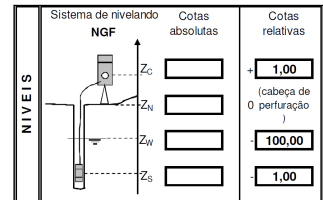
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
DADOS

LOCAL	Dossê	UNICAMP
	País	
	Nome do canteiro	
	Localização / ref. Plano	
	Perfuração	PMT_03

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULACAO E FLUIDOS				INERCIA		
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxiale	Liquido	Natureza	Referência	ET15082803	
	Comprimento	Membrana externa	Geminada			Densidade γ_w	Pressão de Inercia p_{ij} (MPa)	0,292	
	210 mm X	Boracha X	Comprimento total (m)	50,00	Gas	Natureza	CALIBRACAO		
	370 mm	Estrutura reforçada	Compressibilidade λ_p (m ³)				Referência	CA15082804	
	Tipo	Estrutura metalica	CARACTERÍSTICA MEMBRANA					Dímetro interior do tubo d_i (mm)	66,0
	E	Faixas metalicas	Referência fornecedor				Coefficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)	5,175	
G X	Tubo fendido	Inercia p_{in} (MPa)	0,040			Volume da sonda V_s (cm ³)	459,7		

ENSAIO	Referência do ensaio	ES15090101
	Data e hora	01/09/2015 10:50
	Unid. de controle (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,103
Observações (tempo, etc)		

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V			
	PRESSOES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				PRESSAO	VOLUME	ENCOSTA	DEF. PLAST
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V ¹⁰ (cm ³)	$\Delta V^{10-30}/\Delta p$ (cm ³ /MPa)	ΔV^{40-50} (cm ³)
0												
1	0,029	0,016	0,013	0,020	30,2	48,5	60,4	72,7	0,006	72,7		12,3
2	0,054	0,042	0,045	0,051	104,2	114,6	118,0	128,0	0,004	127,8	#####	9,9
3	0,077	0,074	0,072	0,072	142,5	150,1	152,2	154,3	0,008	154,1	6457	2,1
4	0,096	0,097	0,104	0,102	169,1	170,9	175,1	177,4	0,025	177,1	1379	2,3
5	0,124	0,126	0,122	0,123	187,0	187,6	188,6	189,4	0,039	189,1	980	0,8
6	0,141	0,156	0,152	0,154	195,4	200,6	201,8	203,4	0,062	203,0	599	1,6
7	0,190	0,178	0,175	0,171	209,9	211,4	211,7	212,0	0,075	211,5	668	0,3
8	0,208	0,207	0,207	0,206	220,7	221,4	222,0	222,6	0,104	222,0	358	0,6
9	0,233	0,228	0,230	0,227	228,9	229,2	230,6	231,0	0,121	230,3	482	0,4
10	0,260	0,260	0,261	0,259	240,2	242,3	242,8	243,7	0,146	242,9	513	0,9
11	0,279	0,277	0,278	0,274	249,3	251,1	251,7	252,6	0,157	251,7	796	0,9
12	0,304	0,304	0,301	0,300	259,7	261,4	262,6	263,7	0,177	262,8	548	1,2
13	0,334	0,331	0,325	0,323	274,1	278,2	279,9	281,7	0,193	280,7	1160	1,8
14	0,353	0,355	0,352	0,349	291,9	296,2	298,8	301,7	0,209	300,6	1233	2,9
15	0,382	0,386	0,380	0,372	314,9	323,1	328,9	334,3	0,218	333,1	3479	5,4
16	0,403	0,397	0,412	0,398	349,6	358,4	364,6	377,7	0,227	376,4	4881	13,1
17	0,430	0,431	0,426	0,424	396,0	408,2	418,0	430,3	0,233	429,0	8472	12,4
18	0,460	0,458	0,446	0,451	453,3	470,9	482,6	494,2	0,239	492,8	11514	11,6
19	0,479	0,464	0,482	0,476	520,7	532,7	543,7	560,2	0,243	558,7	14937	16,5
20	0,514	0,512	0,513	0,495	590,6	612,4	630,7	650,3	0,236	648,7	#####	19,6
21												
22												
23												
24												



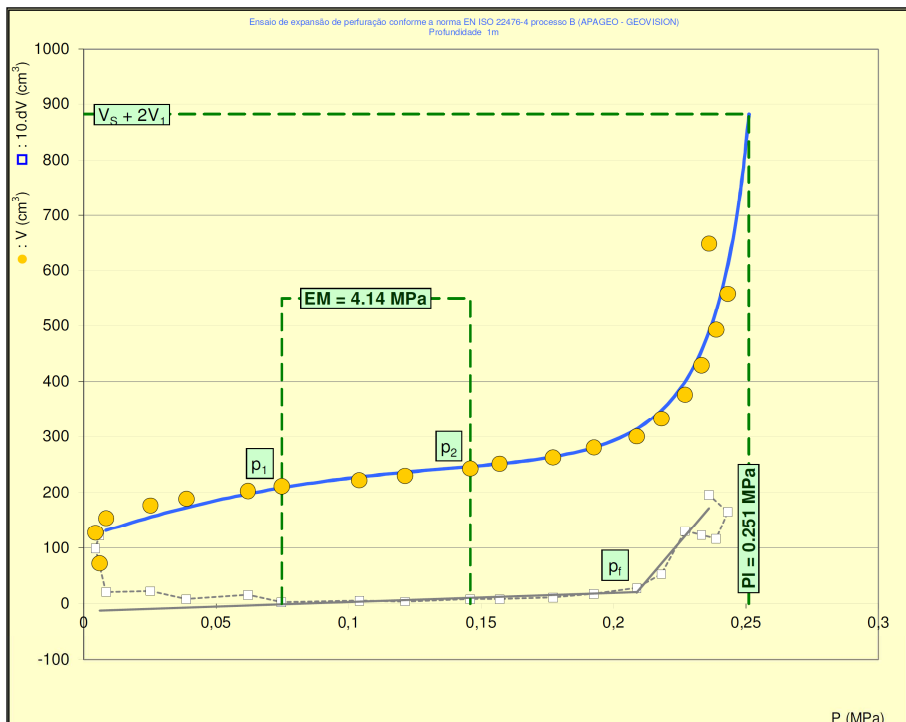
PERFURACAO	Sistema de localização	X =	Y =
	Atelier de perfuração		
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)	T A M	
	Ferramenta de perfuração	tipo	
		dímetro (mm)	
	Nível pé de tubagem (m)		
Fluido de injeção			
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0	
	até ... (m)	40	
	Terminado a		

UNIDADE	Alturas	metro	m
	Tempo	segundo	s
	Volumes	centímet. cubico	cm ³
	Pressão	Mégapascal	MPa

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
- RESULTADOS -

Dossê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15090101
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_03
Profundidade do ensaio	1,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{1e}	0,009
p_1	0,07
p_2	0,15
p_I	0,21
p_1^*	0,25
p_2^*	0,24
E_M	4,1
E_M / p_1	16,5
E_M / p_1^*	17,1

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	6,55E+04
	B	6,55E+04
dobre hiperbola	A1	2,32E+06
	A2	-1,27E+05
	A3	4,16E-07
	A4	1,56E+01
	A5	-1,80E+01
	A6	2,68E-01

COMENTARIOS

APAGEO Materiais de Geotecnologia Geotechnical Equipment

DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

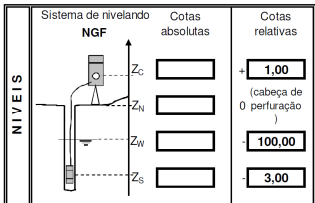
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 - DADOS -

Dossiê	UNICAMP
País	
Nome do canteiro	
Localização / réf. Plano	
Perfuração	PMT_03

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS				INERCIAS		
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial	Líquido	Natureza	Referência	ET15082803	
	Comprimento	Membrana externa	Geminada			Densidade γ_w	Pressão de Inercia p_u (MPa)	0,292	
	210 mm X	Roracha X				Natureza	CAI IRRACAO		
	370 mm	Estrutura reforçada	Comprimento total (m)	50,00				Referência	CA15082804
		Gas	Compressibilidade λ_{eq} (m ⁻¹)				Diâmetro interior do tubo d_i (mm)	66,0	
Tipo		Estrutura metálica	CARACTERÍSTICA MEMBRANA						
E		Faixas metálicas	Referência fornecedor					Coefficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)	5,175
G X		Tubo fendido	Inercia p_m (MPa)	0,040				Volume da sonda V_s (cm ³)	459,7

Referência do ensaio	ES15090102
Data e hora	01/09/2015 13:26
Unid. de controle (CPV)	A18100314
Registrador	AG73
Operador(es)	ENG FERNANDA
Pressão diferencial	-0,085
Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS				DADOS CORRIGIDAS em P & V				PRESSÃO p (MPa)	VOLUME V ⁶⁰ (cm ³)	ENCOSTA $\Delta V^{60/50}/\Delta p$ (cm ³ /MPa)	DEF. PLAST $\Delta V^{60/30}$ (cm ³)
	PRESSÕES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)							
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s				
0									-0,003	118,0		33,5
1	0,013	0,017	0,019	0,017	26,3	58,5	84,5	118,0	-0,002	165,9	43982	3,0
2	0,060	0,059	0,054	0,048	146,0	159,0	163,0	166,0	0,010	189,8	1970	1,0
3	0,077	0,077	0,074	0,074	183,0	187,0	189,0	190,0	0,024	213,7	1722	2,0
4	0,107	0,107	0,106	0,101	209,0	211,0	212,0	214,0	0,060	244,5	857	1,0
5	0,158	0,157	0,153	0,153	241,0	244,0	244,0	245,0	0,079	257,5	658	1,0
6	0,183	0,183	0,182	0,179	254,0	257,0	257,0	258,0	0,102	273,4	710	2,0
7	0,205	0,219	0,213	0,209	266,0	271,0	272,0	274,0	0,118	283,3	606	1,0
8	0,242	0,230	0,232	0,230	280,0	282,0	283,0	284,0	0,148	303,2	662	0,0
9	0,278	0,276	0,275	0,269	302,0	302,0	304,0	304,0	0,171	315,1	523	1,0
10	0,305	0,303	0,295	0,297	312,0	313,0	315,0	316,0	0,193	327,0	544	1,0
11	0,329	0,326	0,324	0,324	323,0	326,0	327,0	328,0	0,215	336,9	454	0,0
12	0,360	0,353	0,347	0,350	334,0	337,0	338,0	338,0	0,234	349,8	655	1,0
13	0,381	0,373	0,372	0,375	345,0	349,0	350,0	351,0	0,257	364,7	647	4,0
14	0,398	0,393	0,393	0,404	357,0	360,0	362,0	366,0	0,269	378,7	1205	3,0
15	0,428	0,424	0,417	0,421	373,0	376,0	377,0	380,0	0,290	402,6	1139	4,0
16	0,461	0,454	0,453	0,451	390,0	397,0	400,0	404,0	0,304	430,5	2010	5,0
17	0,483	0,482	0,476	0,475	413,0	421,0	427,0	432,0	0,311	459,4	4161	5,0
18	0,506	0,507	0,499	0,492	442,0	450,0	456,0	461,0	0,322	503,3	3820	10,0
19	0,526	0,532	0,537	0,518	475,0	485,0	495,0	505,0	0,337	555,2	3493	15,0
20	0,551	0,557	0,561	0,549	521,0	531,0	542,0	557,0	0,347	602,1	4594	12,0
21	0,576	0,580	0,576	0,573	571,0	582,0	592,0	604,0				
22												
23												
24												



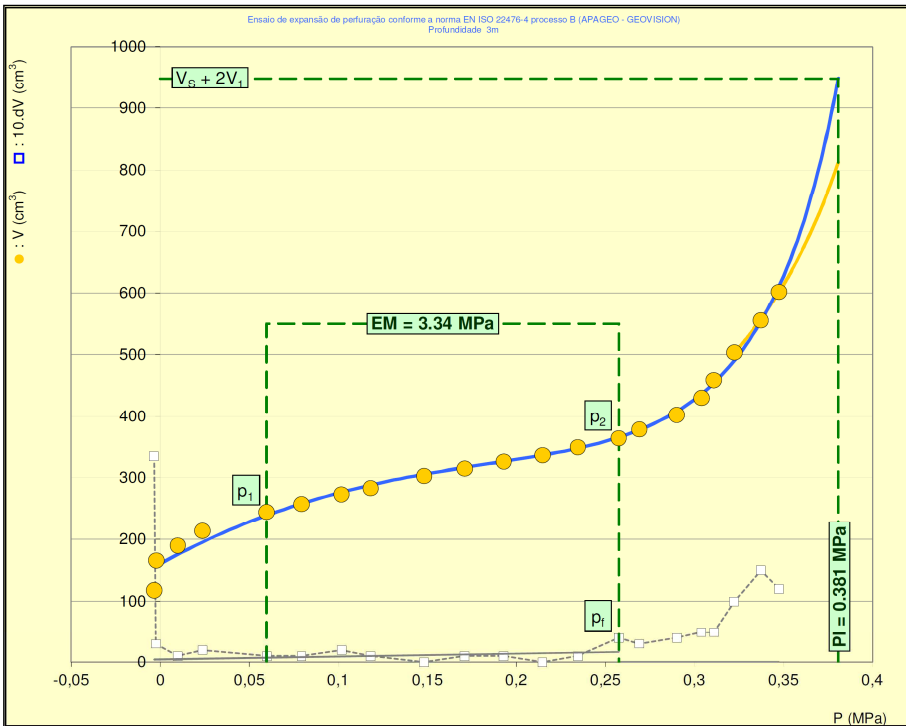
Sistema de localização	X =	Y =
Atelier de perfuração		
Método de perfuração (abreviatura do quadro C)		
Ferramenta de perfuração tipo		
diâmetro (mm)	0	
Nível pé de tubagem (m)	0	
Fluido de injeção		
Intervalo de profundidade de perfuração de ... (m)	0	
até ... (m)	40	
Terminado a		

Alturas	metro	m
Tempo	segundo	s
Volumes	centimet. cubico	cm ³
Pressão	Mégapascal	MPa

DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD COM GRAVAÇÃO AUTOMÁTICA
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 - RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15090102
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_03
Profundidade do ensaio	3,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{1B}	0,027
p_1	0,06
p_2	0,26
p_3	0,26
p_4	0,38
p_4^*	0,35
E_M	3,3
E_M / p_1	8,8
E_M / p_4^*	9,5

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	-1,30E-02
	B	6,17E-03
dobre hiperbola	A1	3,84E+05
	A2	-4,65E+04
	A3	-3,10E+06
	A4	1,11E+02
	A5	-8,07E+00
	A6	4,58E-01

COMENTARIOS


DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

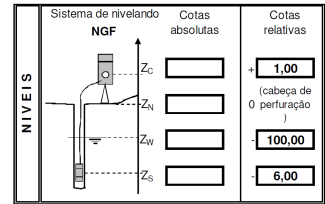
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
- DADOS -

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	País	
	Nome do canteiro	
	Localização / réf. Plano	
	Perfuração	PMT_03

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAO E FLUIDOS		INERCIA			
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial	Natureza	Referência	ET15082803	
	Comprimento	Membrana externa		Geminada	Líquido	Densidade γ_{fl}	0,292	
	210 mm	X	Boracha	X	Gas	Comprimimento total (m)	CALIBRACAO	
	370 mm					50,00	Referência	CA15082804
							Diâmetro interior do tubo d_i (mm)	66,0

ENSAIO	Referência do ensaio	ES15090103
	Data e hora	01/09/2015 14:30
	Unid. de controle (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,020
	Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V								
	PRESSOES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm³)				P (MPa)	VOLUME V(t) (cm³)	ENCOSTA $\Delta V^{(60s)} / \Delta p$ (cm³/MPa)	DEF. PLAST $\Delta V^{(60s)}$ (cm³)					
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s									
0																	
1	0,014	0,025	0,017	0,020	52,4	85,9	112,0	128,0	0,023	127,9		16,0					
2	0,060	0,060	0,058	0,058	139,0	144,0	142,0	144,0	0,051	143,8	553	2,0					
3	0,085	0,081	0,083	0,082	150,0	149,0	150,0	151,0	0,071	150,8	357	1,0					
4	0,114	0,112	0,108	0,109	155,0	155,0	157,0	155,0	0,095	154,7	159	-2,0					
5	0,135	0,130	0,131	0,123	159,0	160,0	161,0	159,0	0,107	158,6	342	-2,0					
6	0,151	0,151	0,150	0,149	163,0	164,0	164,0	164,0	0,130	163,6	214	0,0					
7	0,174	0,174	0,172	0,173	166,0	168,0	168,0	168,0	0,152	167,5	182	0,0					
8	0,197	0,204	0,201	0,198	171,0	173,0	173,0	174,0	0,173	173,4	276	1,0					
9	0,220	0,221	0,219	0,220	176,0	177,0	177,0	177,0	0,193	176,3	145	0,0					
10	0,248	0,250	0,245	0,247	180,0	181,0	181,0	182,0	0,217	181,3	204	1,0					
11	0,300	0,297	0,300	0,302	190,0	192,0	191,0	191,0	0,267	190,1	177	0,0					
12	0,332	0,326	0,325	0,323	195,0	195,0	196,0	197,0	0,285	196,0	336	1,0					
13	0,353	0,347	0,348	0,340	199,0	199,0	201,0	201,0	0,300	200,0	267	0,0					
14	0,373	0,368	0,370	0,370	204,0	206,0	206,0	205,0	0,328	203,9	140	-1,0					
15	0,397	0,395	0,393	0,394	210,0	210,0	210,0	211,0	0,348	209,8	285	1,0					
16	0,418	0,418	0,418	0,423	215,0	200,0	217,0	217,0	0,374	215,7	229	0,0					
17	0,447	0,450	0,445	0,456	221,0	223,0	224,0	224,0	0,403	222,6	235	0,0					
18	0,474	0,468	0,467	0,479	227,0	229,0	229,0	230,0	0,423	228,5	298	1,0					
19	0,502	0,500	0,505	0,501	235,0	236,0	238,0	238,0	0,441	236,4	442	0,0					
20	0,524	0,519	0,518	0,516	242,0	244,0	244,0	245,0	0,483	243,3	605	1,0					
21	0,550	0,540	0,541	0,546	249,0	250,0	254,0	255,0	0,478	253,2	394	1,0					
22	0,612	0,622	0,616	0,622	292,0	295,0	299,0	303,0	0,532	301,0	887	4,0					
23	0,645	0,648	0,646	0,647	312,0	318,0	323,0	332,0	0,544	329,9	2296	9,0					
24	0,702	0,696	0,703	0,708	382,0	389,0	397,0	410,0	0,575	407,6	2540	13,0					
				0,728	0,723	0,716	0,722	423	434	440	453	0,5736	1450,59	####	13	1	130
				0,748	0,745	0,748	0,751	468	478	487	503	0,586	1500,48	4022	16	1	160
				0,778				521	533	545	563						
								579	599	620	620						



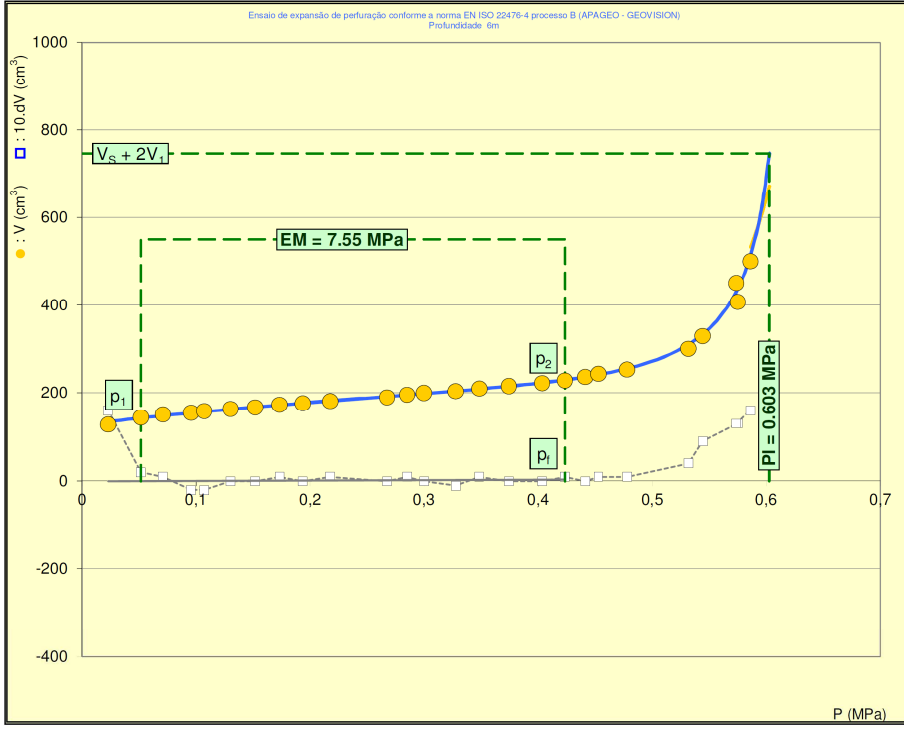
PERFURACAO	Sistema de localização	X =	Y =
	Atelier de perfuração		
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)		
	Ferramenta de perfuração	tipo	
		diâmetro (mm)	0
	Nível pé de tubagem (m)	0	
	Fluido de injeção		
	Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0
		até ... (m)	40
		Terminado a	

UNIDADE	Alturas	metro	m
	Tempo	segundo	s
	Volumes	centimet. cubico	cm³
	Pressão	Mégapascal	MPa


DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

0,585386336
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
- RESULTADOS -

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	Referência do ensaio	ES15090103
	Nome do canteiro	
	Perfuração	PMT_03
	Profundidade do ensaio	6,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{1a}	0,054
p_1	0,05
p_2	0,42
p_3	0,42
p_4	0,60
p_5	0,55
E_M	7,5
E_M / D_1	12,5
E_M / p_1^*	13,8

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	-2,35E-02
	B	1,56E-02
dobre hiperbola	A1	1,15E+05
	A2	-6,17E+03
	A3	2,06E+06
	A4	1,63E+01
	A5	-1,79E+01
	A6	6,29E-01

COMENTARIOS	


APAGEO Material da Geotechnique Geotechnical Equipment

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

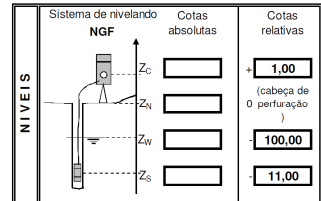
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 - DADOS -

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	País	
	Nome do canteiro	
	Localização / ref. Plano	
	Perfuração	PMT_03

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS				INÉRCIA	
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial Geminada	Líquido	Natureza	Referência	ET15082803
	Comprimento	Membrana externa				Densidade γ'_{sw}		Pressão de inércia p_{in} (MPa)
	210 mm	X Boracha	Comprimento total (m)	Gas	Natureza	CALIBRACAO		
	370 mm	X Estrutura reforçada			50,00	Compressibilidade λ_p (m ³)	Referência	CA15082804
	Tipo	Estrutura metálica	CARACTERÍSTICA MEMBRANA				Dímetro interior do tubo d_i (mm)	66,0
E	Faixas metálicas	Referência fornecedor					Coefficiente de calibragem a (cm ³ /MPa)	5,175
G	X Tubo fendido	Inércia p_{in} (MPa)	0,040				Volume da sonda V_s (cm ³)	459,7

ENSAIO	Referência do ensaio	ES15090201
	Data e hora	02/09/2015 14:38
	Unid. de controle (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	0,014
	Observações (tempo, etc)	

Patam.	DADOS BRUTOS								DADOS CORRIGIDAS em P & V			
	PRESSOES pr (MPa)				VOLUMES V(t) (cm ³)				PRESSAO p (MPa)	VOLUME V ⁰ (cm ³)	ENCOSTA $\Delta V^{(0-90)}$ (cm ³ /MPa)	DEF. PLAST $\Delta V^{(90-20)}$ (cm ³)
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s				
0												
1	0,023	0,023	0,019	0,022	78,2	115,0	136,0	140,0	0,068	139,9		4,0
2	0,056	0,058	0,058	0,057	147,0	148,0	148,0	148,0	0,098	147,8	265	0,0
3	0,082	0,085	0,087	0,084	151,0	152,0	151,0	153,0	0,121	152,8	206	2,0
4	0,130	0,128	0,129	0,135	158,0	159,0	159,0	160,0	0,168	159,6	146	1,0
5	0,179	0,184	0,182	0,181	166,0	166,0	166,0	167,0	0,210	166,5	164	1,0
6	0,211	0,212	0,209	0,211	168,0	169,0	170,0	170,0	0,238	169,4	103	0,0
7	0,266	0,266	0,261	0,267	174,0	175,0	175,0	176,0	0,281	175,2	138	1,0
8	0,304	0,303	0,308	0,304	180,0	180,0	181,0	182,0	0,324	181,1	134	1,0
9	0,349	0,349	0,351	0,352	185,0	186,0	187,0	187,0	0,370	185,9	107	0,0
10	0,398	0,396	0,395	0,399	192,0	192,0	193,0	193,0	0,413	191,8	134	0,0
11	0,452	0,449	0,453	0,451	199,0	199,0	199,0	200,0	0,461	198,6	142	1,0
12	0,478	0,478	0,476	0,477	200,0	203,0	203,0	203,0	0,486	201,5	120	0,0
13	0,494	0,503	0,516	0,522	204,0	205,0	206,0	208,0	0,528	206,3	115	2,0
14	0,547	0,548	0,544	0,548	211,0	211,0	212,0	213,0	0,551	211,2	211	1,0
15	0,599	0,601	0,601	0,602	217,0	219,0	220,0	220,0	0,601	218,0	135	0,0
16	0,646	0,641	0,644	0,644	223,0	225,0	226,0	226,0	0,640	223,9	150	0,0
17	0,698	0,701	0,701	0,706	231,0	233,0	234,0	235,0	0,698	232,7	153	1,0
18	0,753	0,746	0,750	0,750	240,0	241,0	241,0	242,0	0,738	239,5	169	1,0
19	0,795	0,791	0,793	0,792	246,0	248,0	249,0	250,0	0,776	247,3	206	1,0
20	0,851	0,850	0,847	0,843	256,0	258,0	259,0	260,0	0,822	257,1	212	1,0
21	0,895	0,897	0,892	0,891	267,0	268,0	270,0	272,0	0,865	268,9	279	2,0
22	0,942	0,939	0,942	0,939	279,0	282,0	284,0	286,0	0,906	282,7	332	2,0
23	0,999	1,000	1,010	1,000	296,0	301,0	306,0	313,0	0,955	309,5	546	7,0
24	1,050	1,060	1,060	1,060	325,0	335,0	343,0	357,0	0,997	353,2	1047	14,0



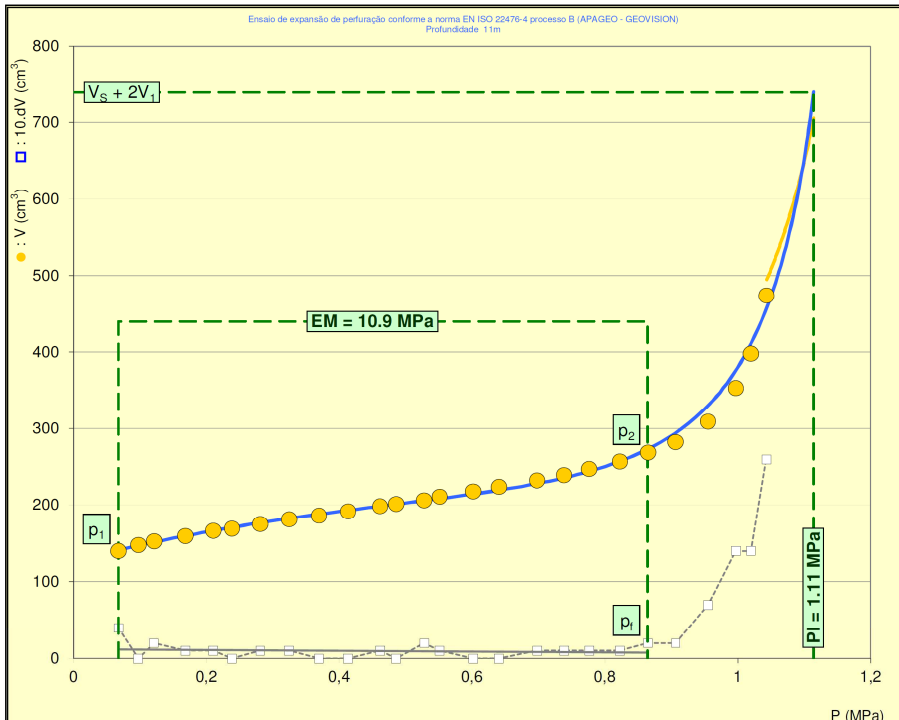
PERFURACAO	Sistema de localização	X =	
		Y =	
	Atelier de perfuração		
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)		
	Ferramenta de tipo perfuração	dímetro (mm)	0
	Nível pé de lubagem (m)		0
UNIDADE	Fluido de injeção		
	Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m) até ... (m)	0
		Terminado a	40

1,09	1,09	1,1	1,1	370	378	388	402	1,0197	1	398,07	1971	14	1	140
1,14	1,14	1,15	1,15	423	437	452	478	1,0431	1	473,85	3238	26	1	260

DAMASCO PENNA
 DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
 www.damascopenna.com.br
 ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

1,057284951
 Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
 - RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15090201
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_03
Profundidade do ensaio	11,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{110}	0,099
p_{11}	0,07
p_2	0,86
p_i	0,86
p_1	1,11
p_1^*	1,02
E_M	10,9
E_M / p_1	9,8
E_M / p_1^*	10,7

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADOS		
volumes inversos	A	-3,55E-03
	B	1,10E-02
dobre hiperbola	A1	8,52E+04
	A2	-4,09E-03
	A3	1,70E+06
	A4	7,68E+01
	A5	-2,00E+01
	A6	1,22E+00

COMENTARIOS	

APAGEO Matériel de Géotechnique Geotechnical Equipment



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

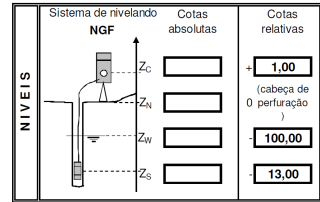
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
- DADOS -

LOCAL	Dossiê	UNICAMP
	País	
	Nome do canteiro	
	Localização / ref. Plano	
	Perfuração	PMT_03

SONDA	CARACTERÍSTICA SONDA		TUBULAÇÃO E FLUIDOS		INÉRCIA		
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxial Geminada	Líquido	Natureza	
	Comprimento	Membrana externa				Densidade γ_w	
	210 mm	X	Boracha	X	Comprimento total (m)	Gas	Natureza
	370 mm		Estrutura reforçada		50,00		Compressibilidade λ_p (m^3)
			E	Faixas metálicas			
		G	X	Tubo fendido			
CARACTERÍSTICA MEMBRANA			Referência fornecedor				
			Inércia p_{in} (MPa)				
			0,040				
			Referência				
			ET15082803				
			Pressão de Inércia p_{in} (MPa)				
			0,292				
			CALIBRAÇÃO				
			Referência				
			CA15082804				
			Diâmetro interior do tubo d_i (mm)				
			66,0				
			Coeficiente de calibragem a (cm^3/MPa)				
			5,175				
			Volume da sonda V_s (cm^3)				
			459,7				

ENSAIO	Referência do ensaio	ES15090301
	Data e hora	03/09/2015 08:56
	Unid. de controle (cPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	0,037
Observações (tempo, etc)		

Patam.	DADOS BRUTOS						DADOS CORRIGIDOS em P & V			
	PRESSÕES p_i (MPa)			VOLUMES $V(t)$ (cm^3)			PRESSÃO	VOLUME	ENCOSTA	DEF. PLAST
	1 s	15 s	30 s	1 s	15 s	30 s	p (MPa)	V^{60} (cm^3)	$\Delta V^{60/60}/AP$ (cm^3/MPa)	$\Delta V^{60/20}$ (cm^3)
0							0,101	130,9		3,0
1	0,027	0,031	0,034	0,030	76,5	114,0	0,146	142,8	260	1,0
2	0,079	0,078	0,081	0,083	139,0	140,0	0,183	152,6	272	1,0
3	0,125	0,128	0,129	0,125	151,0	152,0	0,211	158,5	208	0,0
4	0,156	0,157	0,162	0,157	157,0	158,0	0,253	167,4	213	0,0
5	0,198	0,203	0,204	0,204	165,0	167,0	0,291	176,3	229	1,0
6	0,249	0,252	0,251	0,248	175,0	175,0	0,344	184,1	149	1,0
7	0,301	0,302	0,297	0,305	183,0	182,0	0,382	191,9	204	1,0
8	0,347	0,348	0,350	0,348	189,0	191,0	0,430	199,8	165	1,0
9	0,399	0,397	0,400	0,400	199,0	200,0	0,474	207,6	176	1,0
10	0,452	0,448	0,446	0,449	205,0	206,0	0,516	216,4	215	1,0
11	0,492	0,498	0,496	0,495	213,0	216,0	0,561	225,2	195	1,0
12	0,552	0,549	0,552	0,545	224,0	225,0	0,611	234,0	175	1,0
13	0,602	0,599	0,598	0,600	233,0	234,0	0,652	243,9	240	1,0
14	0,648	0,646	0,650	0,646	242,0	244,0	0,702	254,7	218	2,0
15	0,691	0,694	0,697	0,701	252,0	254,0	0,739	266,5	318	2,0
16	0,746	0,745	0,747	0,744	264,0	266,0	0,785	280,3	303	2,0
17	0,795	0,794	0,797	0,796	276,0	279,0	0,831	296,1	337	2,0
18	0,856	0,850	0,848	0,850	291,0	294,0	0,869	312,9	448	3,0
19	0,899	0,899	0,896	0,895	306,0	310,0	0,908	333,7	531	4,0
20	0,946	0,950	0,947	0,943	325,0	329,0	0,943	355,5	622	4,0
21	0,997	0,994	0,992	0,987	348,0	352,0	0,975	384,4	907	5,0
22	1,040	1,050	1,040	1,030	371,0	379,0	1,012	420,2	974	6,0
23	1,100	1,090	1,090	1,080	404,0	412,0	1,046	463,9	1260	10,0
24	1,140	1,150	1,140	1,130	440,0	448,0				



PERFURAÇÃO	Sistema de localização	X =	Y =	
	Atelier de perfuração			
	Método de perfuração (abreviatura do quadro C)			
	Ferramenta de perfuração	tipo		
	Nível pé de tubagem (m)		0	
Fluido de injeção				
Intervalo de profundidade de perfuração	de ... (m)	0	até ... (m)	40
Terminado a				

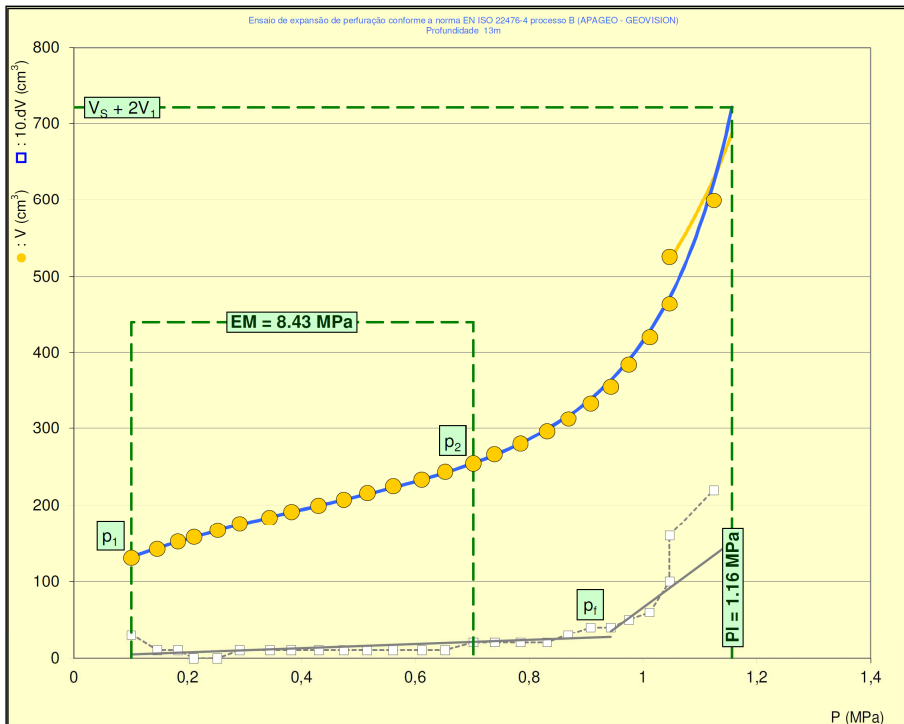
UNIDADE	Alturas	metro	m
	Tempo	segundo	s
	Volumes	centímetro cúbico	cm ³
	Pressão	Mégapascal	MPa



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

1,147452831
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B
- RESULTADOS -

Dossiê	UNICAMP
Referência do ensaio	ES15090301
Nome do canteiro	
Perfuração	PMT_03
Profundidade do ensaio	13,00



RESULTADOS CALCULADOS NORMATIVOS	
σ_{16}	0,117
p_1	0,10
p_2	0,70
p_i	0,94
p_i	1,16
p_i^*	1,04
E_M	8,4
E_M / p_i	7,3
E_M / p_i^*	8,1

PARAMETROS DAS CURVAS AJUSTADAS		
volumes inversos	A	-4,23E-03
	B	6,34E-03
dobres hiperbola	A1	1,59E+03
	A2	-5,53E+02
	A3	3,35E+03
	A4	1,73E+02
	A5	-2,08E+00
	A6	1,37E+00

COMENTÁRIOS





DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

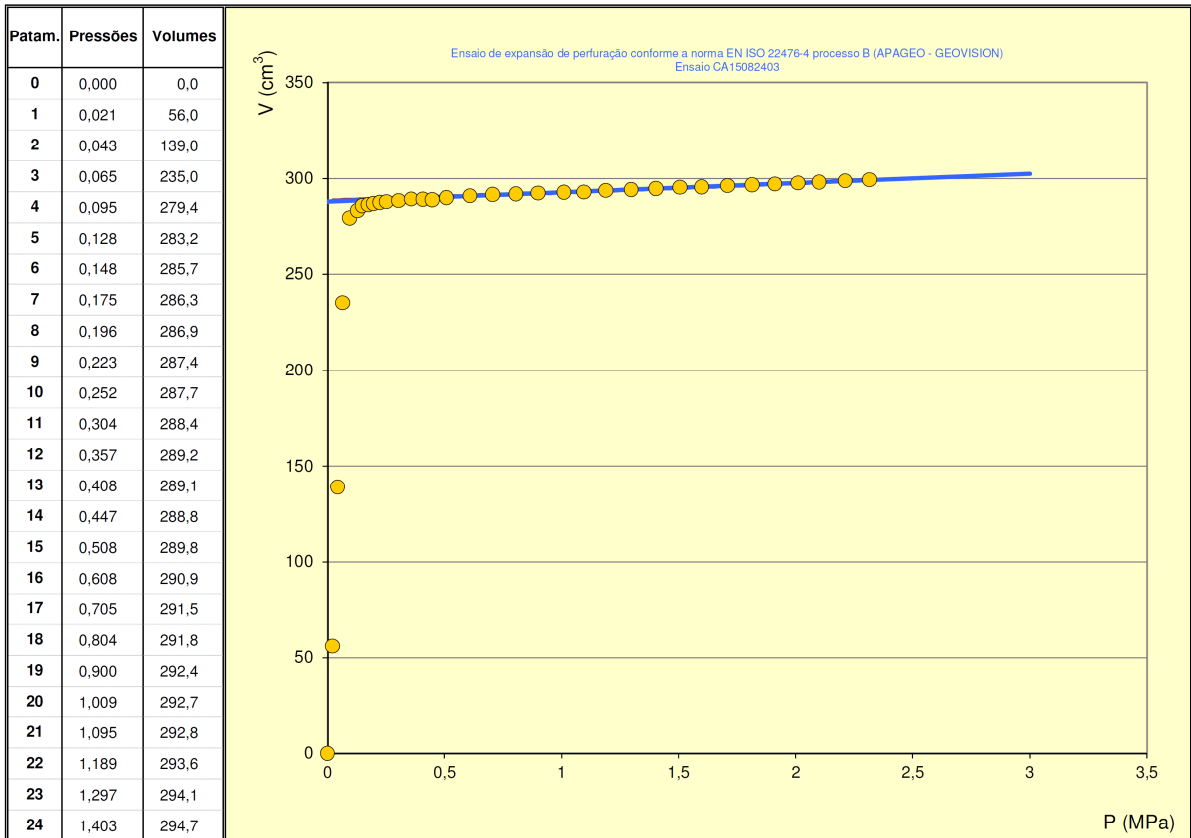
**ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD
COM GRAVACAO AUTOMATICA**

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- CALIBRAGEM -

SONDA	CARACTERISTICAS SONDA		TUBULACOES E FLUIDOS					
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxiale	X	Liquido	Natureza	Agua
	Comprimento	Membrana externa		Geminada			Densidade γ/γ_w	1,00
	210 mm	X	Comprimento total (m)	Gas	Natureza	Azoto		
	370 mm	X					50,00	Compressibilidade λ_g (m ³)
Type	Estrutura metalica	CARACTERISTICAS MEMBRANAS						
E	Fatias metalicas	Referência fornecedor						
G	X	Tubo fendido	Inercia ρ_m (MPa)	0,040				

ENSAIO	Referência do ensaio	CA15082403
	Data e hora	24/08/2015 13:06
	Unid. de controlo (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,096
	Altura CPV / sonda	1,00
	Observações	



1,5055 295,23

REGRESSAO LINEAR	
1,813	296,51
$V = V_c + a \cdot p$	
2,0997	297,97
2,2117	298,63
2,315	299,14
$V_c = 287,8$	
$a = 4,847$	

REGRESSAO HIPERBOLICA	
$V = U_1 + U_2 \cdot p + \frac{U_3}{U_5 - p}$	
Ensaio de expansão	
$U_1 = 7,63E+01$	
$U_2 = 1,12E+01$	
$U_3 = -6,36E+03$	
$U_5 = -3,00E+01$	

COMENTARIOS

VOLUME SONDA
Diametro interior do tubo d_i (mm) = 66,0
Volume da sonda V_s (cm ³) = 430,7



Matériel de Géotechnique
Geotechnical Equipment



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

**ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD
COM GRAVACAO AUTOMATICA**

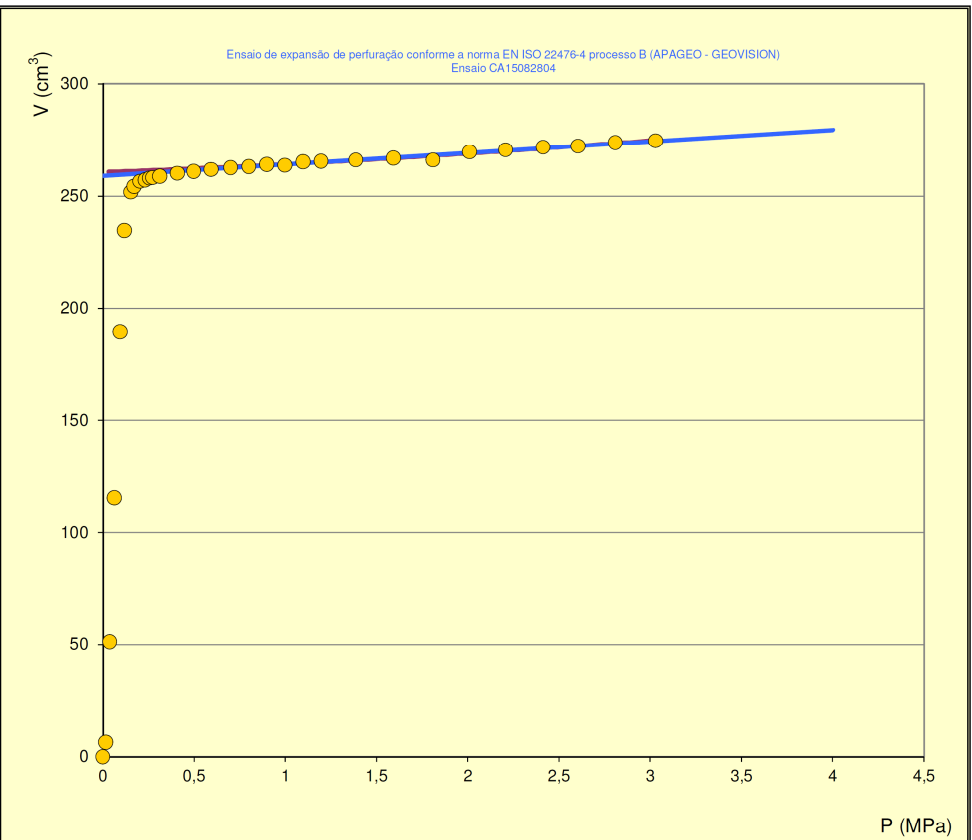
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- CALIBRAGEM -

SONDA	CARACTERISTICAS SONDA		TUBULACOES E FLUIDOS					
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxiale	X	Liquido	Natureza	Agua
	Comprimento	Membrana externa		Geminada			Densidade γ/γ_w	1,00
	210 mm	X	Boracha	X	Comprimento total (m)	Gas	Natureza	Azoto
	370 mm		Estrutura reforçada				50,00	Compressibilidade λ_g (m ³)
	Type	Estrutura metalica	CARACTERISTICAS MEMBRANAS					
E	Fatias metalicas	Referência fornecedor						
G	X	Tubo fendido	Inercia p_m (MPa)	0,040				

ENSAIO	Referência do ensaio	CA15082804
	Data e hora	28/08/2015 11:11
	Unid. de controlo (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,065
	Altura CPV / sonda	1,00
	Observações	

Patam.	Pressões	Volumes
0	0,000	0,0
1	0,017	6,5
2	0,038	51,2
3	0,064	115,2
4	0,094	189,6
5	0,118	234,7
6	0,154	251,7
7	0,172	254,2
8	0,204	256,4
9	0,231	257,0
10	0,255	257,8
11	0,273	258,1
12	0,312	258,7
13	0,409	260,1
14	0,497	260,9
15	0,594	261,7
16	0,700	262,6
17	0,800	263,1
18	0,899	264,0
19	0,997	263,6
20	1,097	265,1
21	1,196	265,4
22	1,387	265,9
23	1,593	266,8
24	1,809	265,9



REGRESSAO LINEAR

2,6044 272,18

$$V = V_c + a.p$$

$V_c = 258,8$
 $a = 5,175$

REGRESSAO HIPERBOLICA

$$V = U_1 + U_2.p + \frac{U_3}{U_5 - p}$$

Ensaio de expansã

$U_1 = -3,52E+02$
 $U_2 = 2,33E+01$
 $U_3 = -1,84E+04$
 $U_5 = -3,00E+01$

COMENTARIOS

VOLUME SONDA

Diametro interior do tubo d_i (mm) = 66,0

Volume da sonda V_s (cm³) = 459,7

APAGEO Material de Geotécnica
Geotechnical Equipment



DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

**ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD
COM GRAVACAO AUTOMATICA**

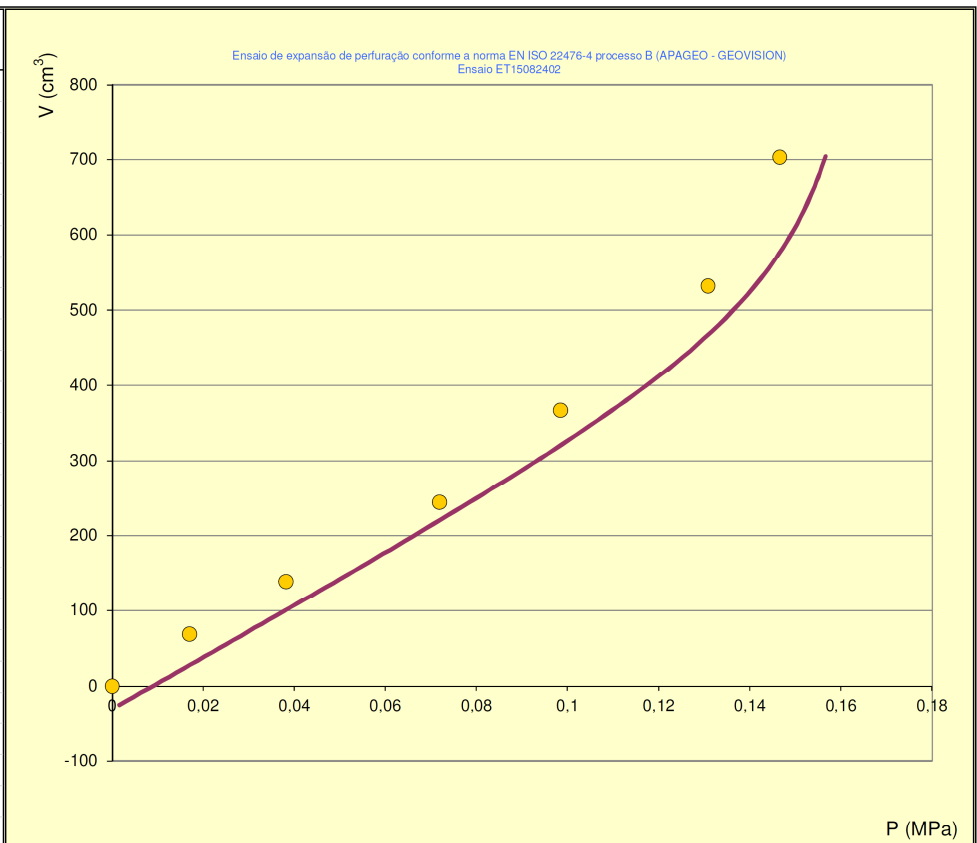
Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476-4 processo B

- INERCIA -

SONDA	CARACTERISTICAS SONDA		TUBULACOES E FLUIDOS					
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxiale	X	Liquido	Natureza	Agua
	Comprimento	Membrana Externa		Geminada			Densidade γ/γ_w	1,00
	210 mm	X	Comprimento (m)	Gas	Natureza	Azoto		
	370 mm						50,00	Compressibilidade λ_g (m)
	Type	Estrutura metalica	CARACTERISTICAS MEMBRANA					
E	Fatias metalicas	Referência fornecedor						
G	X	Tubo fendido	Inercia p_m (MPa)	0,040				

ENSAIO	Referência ensaio	ET15082402
	Data e hora	24/08/2015 11:52
	Unid. de controle (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,095
	Altura CPV / sonda	1,00
Observações		

Patam.	Pressões	Volumes
0	0,000	0,0
1	0,017	68,4
2	0,038	138,3
3	0,072	243,9
4	0,098	366,7
5	0,131	531,6
6	0,147	702,8
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		



REGRESSAO DOBRE HIPERBOLICA

$$V = U_1 + U_2 \cdot p + \frac{U_3}{U_5 - p} + \frac{U_4}{U_6 - p}$$

Ensaio de expansão

$U_1 = -5,35E+01$	$U_4 = 4,05E+00$
$U_2 = 3,24E+03$	$U_5 = -2,00E+01$
$U_3 = 0,00E+00$	$U_6 = 1,73E-01$

COMENTARIOS

PRESSAO DA INERCIA

Volume para o calculo do P_{ei} (cm³) = **700,0**

Pressão da Inercia P_{ei} (MPa) = **0,156**



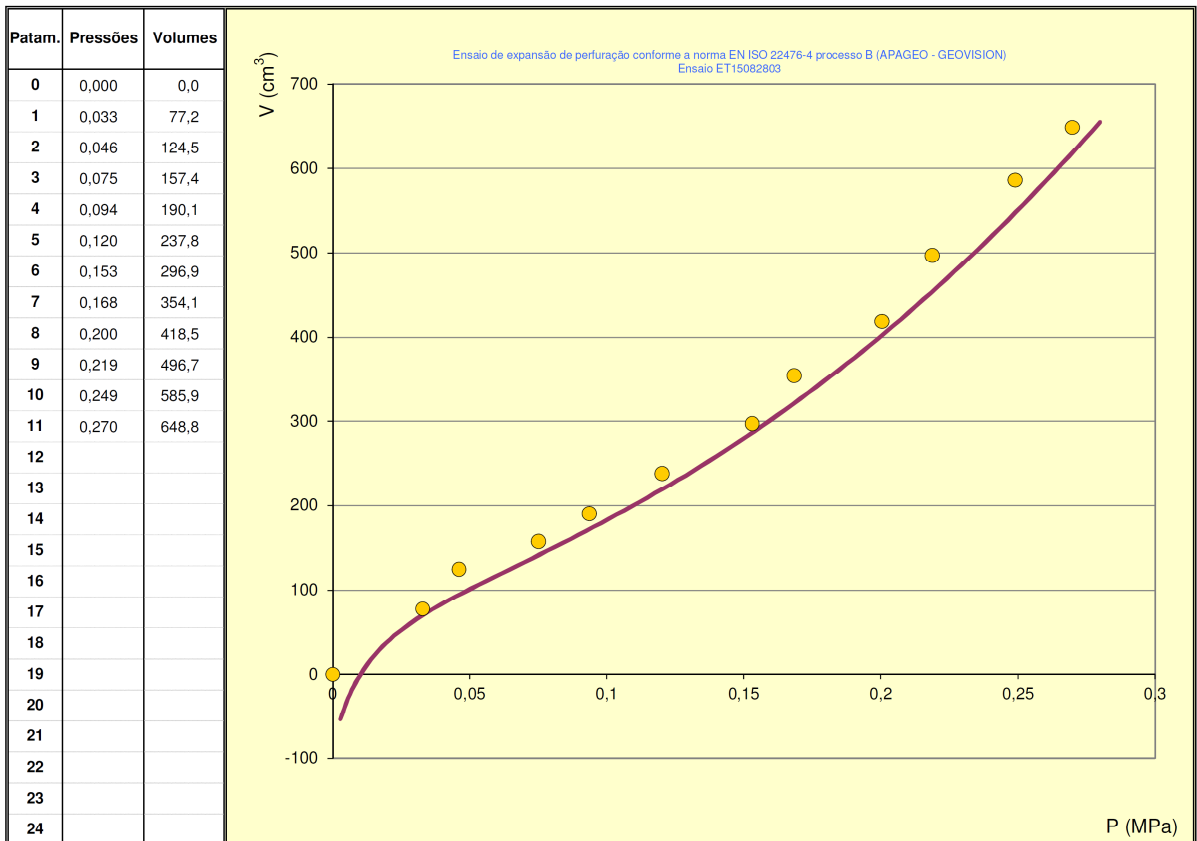
DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA
www.damascopenna.com.br
ISO-9.001 | ISO-14.001 | OHSAS-18.001

**ENSAIO COM PRESSIOMETRO MENARD
COM GRAVACAO AUTOMATICA**

Ensaio de expansão de perfuração conforme a norma EN ISO 22476
4 processo B
- INERCIA -

SONDA	CARACTERISTICAS SONDA		TUBULACOES E FLUIDOS					
	Referência	60-gc4	Tipo	Coaxiale	X	Líquido	Natureza	Agua
	Comprimento	Membrana Externa		Geminada			Densidade γ/γ_w	1,00
	210 mm	X	Boracha	X	Comprimento (m)	Gas	Natureza	Azoto
370 mm		Estrutura reforçada		50,00			Compressibilidade λ_g (m ³)	0,00016
Type	Estrutura metálica	CARACTERISTICAS MEMBRANA						
E	Fatias metálicas	Referência fornecedor						
G	X	Tubo fendido	Inercia p_m (MPa)	0,040				

ENSAIO	Referência ensaio	ET15082803
	Data e hora	28/08/2015 10:49
	Unid. de controlo (CPV)	A18100314
	Registrador	AG73
	Operador(es)	ENG FERNANDA
	Pressão diferencial	-0,076
	Altura CPV / sonda	1,00
	Observações	



REGRESSAO DOBRE HIPERBOLICA

$$V = U_1 + U_2 \cdot p + \frac{U_3}{U_5 - p} + \frac{U_4}{U_6 - p}$$

Ensaio de expansão

$U_1 = -1,98E+04$	$U_4 = 4,22E+04$
$U_2 = -8,74E+03$	$U_5 = -1,29E-02$
$U_3 = 2,40E+00$	$U_6 = 2,12E+00$

COMENTARIOS

PRESSAO DA INERCIA

Volume para o calculo do P_{el} (cm³) = **700,0**

Pressão da Inercia P_{el} (MPa) = **0,292**

APAGEO Matériel de Géotechnique
Geotechnical Equipment