

COMPORTAMENTO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS E ESCAVADAS, INSTRUMENTADAS, EM SOLO NÃO SATURADO. A EXPERIÊNCIA DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP – CAMPINAS

Behavior of precast and bored piles, instrumented, in unsaturated soil.
The experience of the experimental site at Unicamp - Campinas

Paulo José Rocha de Albuquerque*

David de Carvalho**

Cláudio Vidrih Ferreira***

Ademar da Silva Lobo****

RESUMO – O objetivo deste trabalho é analisar, através de resultados obtidos em provas de carga do tipo lenta, o comportamento de uma estaca pré-moldada e de três escavadas a trado mecânico, instrumentadas ao longo do fuste, implantadas em um solo de diabásio, não saturado, característico da região de Campinas (Estado de São Paulo) e outras regiões sul-sudeste do Brasil. Foram realizadas provas de carga estática e dinâmica em uma estaca pré-moldada ($L=14,0\text{m}$ e $\phi=0,18\text{m}$) e provas de carga estática em três estacas escavadas ($L=12,0\text{m}$ e $\phi=0,40\text{m}$), todas instrumentadas com extensômetros elétricos (strain-gages) ao longo do fuste, com a finalidade de se obter as parcelas de carga resistida ao longo do fuste e pela ponta. Os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, cujo subsolo é constituído por uma primeira camada (0 a 6m) de argila silto-arenosa, colapsível, sobrejacente a uma outra camada (6 a 18m) de silte argilo-arenoso (residual). O nível d'água não é encontrado até 17m. O subsolo do local já foi estudado em diversas pesquisas anteriores, através da realização de ensaios de campo e ensaios laboratoriais, sendo que os dados disponíveis possibilitam o enriquecimento das análises efetuadas. É feita uma comparação entre o comportamento dos dois tipos de estacas. São analisadas também a aplicabilidade de fórmulas de previsão da carga de ruptura para esses tipos de estacas. É apresentada uma metodologia de determinação da resistência lateral de estacas a partir de dados obtidos em Sondagem de Simples Reconhecimento (SPT) com leitura do torque.

SYNOPSIS – This paper aims to analyze, through the obtained results in slow load tests, by instrumentation in the extent of the shaft, the behavior of driven and bored piles in a unsaturated diabasic residual soil, typically found in the region of Campinas and in other Brazilian south-east regions. Static and dynamic load tests were accomplished in driven pile ($L=14.0\text{m}$ and $\phi=0.18\text{m}$), and static load test in three bored piles ($L=12.0\text{m}$ and $\phi=0.40\text{m}$), all of them, instrumented with strain-gages in the extent of the shaft, in order to obtain the transferred load to the shaft and to the tip. The tests were carried out at Unicamp – Experimental Site of Soil Mechanics and Foundations, whose subsoil is constituted by a first layer (0 a 6m) of collapsible, silt-sandy clay, followed by another (6 a 18m) of clay-sandy silt. The water level is not found up to 17m. The local subsoil has already been analyzed in many previous researches in field tests as well as laboratory tests.

* Professor Doutor. Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, Campinas/SP.

E-mail: pjra@fec.unicamp.br

** Professor Livre Docente. Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, Campinas/SP.

E-mail: david@agr.unicamp.br

*** Professor Doutor. Universidade Estadual Paulista - Unesp, Bauru/SP. E-mail: vidrih@feb.unesp.br

**** Professor Doutor. Universidade Estadual Paulista - Unesp, Bauru/SP. E-mail: lobo@feb.unesp.br

Therefore, the available data enrich a lot the latest analyses. A comparison is done between both types of pile. It has also been analyzed, to these types of piles, the use of prediction formulae of rupture load. A new methodology to prediction of lateral load by data obtained of SPT with torque is also presented.

1 – INTRODUÇÃO

É comum a utilização de estacas moldadas in loco do tipo escavadas na prática de Engenharia de Fundações em solos não saturados, em várias regiões do Brasil. Atualmente, com a instalação de diversas fábricas de estacas pré-moldadas em várias localidades do Estado de São Paulo, este tipo de estaca, em muitos casos, tem preços competitivos com as escavadas. No entanto, parâmetros de projeto, particularmente em solos residuais não saturados, não são bem conhecidos, o que dificulta a escolha do tipo de fundação e suas dimensões. Este trabalho visa contribuir para o preenchimento desta lacuna, apresentando parâmetros obtidos em ensaios realizados nesses dois tipos de fundações profundas.

2 – CAMPO EXPERIMENTAL

A pesquisa foi realizada no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, Campinas, São Paulo, Brasil. No local já foram realizados diversos ensaios de campo (SPT-T, CPT, Ensaios pressiométricos e sísmicos) e ensaios laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas, retiradas de um poço exploratório de 16m de profundidade (Figura 1).

O perfil do subsolo local é constituído por solo de diabásio, apresentando uma camada superficial de aproximadamente 6m de espessura, constituída por argila silto-arenosa porosa, seguida de uma camada de silte argilo-arenoso até 19m; o nível d’água não é encontrado até 17m. Conforme estudos efetuados por Monnaci (1995), pode-se dizer que o solo da primeira camada é colapsível, apresentando índices de colapso de 2,4% a 24%, dependendo da pressão aplicada, segundo critério de Vargas (1978).

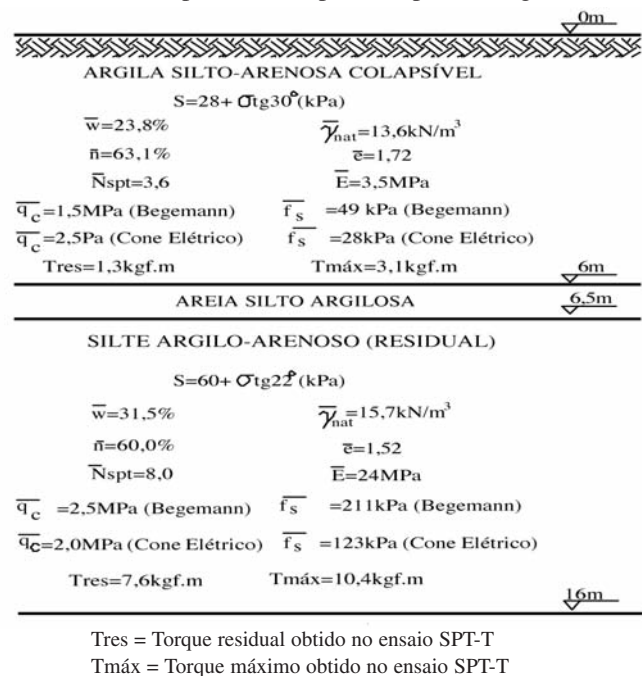


Fig. 1 – Propriedades geotécnicas médias do Campo Experimental.

3 – PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Para a previsão da capacidade de carga foram utilizados os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, 1996), Velloso (1981), Peixoto (2001), Philipponat (1978), Berezantzev & Yaroshenko (1957), Nordlund (1963), Meyerhof (1976), Meyerhof e Valsangkar (1977) e Skempton (1951). Por serem de uso comum no Brasil, apresentam-se em maiores detalhes os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978, 1996). Por ter sido apresentado recentemente no Brasil, o método de Peixoto (2001), que utiliza a medida do torque obtido na sondagem SPT, é também apresentado aqui.

3.1 – Método de Aoki & Velloso (1975)

Aoki & Velloso (1975) apresentam uma expressão para o cálculo da carga de ruptura de estacas, fórmula esta baseada em dados fornecidos por ensaios de penetração contínua (CPT) ou, quando não se dispõe deste valor, em parâmetros correlacionados à resistência à penetração (N_{spt}), obtidos de sondagem à percussão. A carga de ruptura é dada por: $P_{t-c} = P_{l-c} + P_{p-c}$, sendo:

– Carga de Atrito Lateral na Ruptura:

- Utilizando dados do SPT:
$$P_{l-c} = \frac{U_i}{F_2} \sum_{i=1}^n \alpha_{av} \cdot K_{av} \cdot N_{spt} \cdot \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

- Utilizando dados do CPT:
$$P_{l-c} = \frac{U_i}{F_2} \sum_{i=1}^n f_c \cdot \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (2)$$

onde:

f_c = atrito lateral medido pelo cone (kPa)

N_{spt} = números de golpes do SPT da camada

U = perímetro da estaca (m)

Δz_i = comprimento da camada (m)

O valor dos fatores F_1 e F_2 são apresentados na Tabela 1 e os valores de α_{avi} e K_{avi} na Tabela 2.

– Carga de Ruptura de Ponta:

- Utilizando dados do SPT:
$$P_{p-c} = \frac{K_{av} \cdot \overline{N}_p}{F_1} \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (3)$$

- Utilizando dados do CPT:
$$P_{p-c} = \frac{q_c}{F_1} \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (4)$$

onde:

α_{avi} = correlação entre o f_c e q_c obtidos no ensaio CPT em função do tipo de solo ($\alpha = f_c/q_c$).

K_{avi} = correlação entre o N_{spt} e q_c obtidos nos ensaio SPT e CPT em função do tipo de solo ($K = q_c/N_{spt}$).

F_1 = coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da carga de ponta.

F_2 = coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da resistência lateral.

$\overline{N}_p$ = números de golpes do SPT médio na região da ponta da estaca.

q_c = resistência de ponta fornecida pelo ensaio CPT (kPa)

f_c = resistência lateral fornecida pelo ensaio CPT (kPa)

A_p = área da ponta da estaca (m²)

Tabela 1 – Valores de F_1 e F_2 propostos por Aoki & Velloso (1975).

TIPO DE ESTACA		F_1	F_2
Franki	Fuste apilado*	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
Metálica		1,75	3,50
Pré-moldada	Cravada*	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
	Pequeno diâmetro	3,00	6,00
Escavada	Grande diâmetro	3,50	7,00
	Com lama bentonítica*	3,50	4,50
Raiz*		2,20	2,40
Strauss*		4,20	3,90
Hélice Contínua*		3,00	3,80

*Coeficientes propostos por Monteiro (2000).

Tabela 2 – Valores de $\alpha_{avi} \cdot K_{avi}$ propostos por Aoki & Velloso (1975).

SOLO		K_{av} (kPa)	α (%)
AREIA	pura	1000	1,4
	siltosa	800	2,0
	silo argilosa	700	2,4
	argilosa	600	3,0
	argilo siltosa	500	2,8
SILTE	puro	400	3,0
	arenoso	550	2,2
	areno argiloso	450	2,8
	argiloso	230	3,4
	argilo arenoso	250	3,0
ARGILA	pura	200	6,0
	arenosa	350	2,4
	areno siltosa	300	2,8
	siltosa	220	4,0
	silo arenosa	330	3,0

3.2 – Método de Décourt & Quaresma (1978, 1996)

Décourt & Quaresma (1978, 1996) apresentam uma metodologia para estacas pré-moldadas (“estacas padrão”), abrangendo posteriormente outros tipos de estacas. Este método fornece a carga de ruptura total através da soma das parcelas das cargas de ruptura lateral e ponta, utilizando a resistência à penetração N .

$$\text{– Carga de Atrito Lateral na Ruptura: } P_{l-calc} = \beta_{DQ} \cdot U_i \cdot \Delta z (3,33 \overline{N}_i + 10) \quad (\text{kN}) \quad (5)$$

onde:

$\overline{N}_{spt}$ devem ser limitados a 50 ($N_{spt} < 50$) e 3 ($N_{spt} > 3$).

Tabela 3 – Valores do coeficiente β_{DQ} em função do tipo de solo e estaca

Solo	Tipo de estaca					
	Pré-moldadas	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	1,00	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	1,00	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	1,00	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

$$\text{– Carga de Ruptura de Ponta: } P_{p-calc} = \alpha_{DQ} \cdot q_u \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (6)$$

O valor de q_u pode ser obtido utilizando-se sua correlação empírica com a resistência à penetração média na região da ponta da estaca (A_p).

$$q_u = K_{DQ} \cdot \overline{N}_p \quad (\text{kN/m}^2) \quad (7)$$

Onde:

q_u = reação de ponta (kPa)

$\overline{N}_p$ = resistência à penetração do SPT, resultante da média de três valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo desta.

K_{DQ} = coeficiente que correlaciona a resistência à penetração (N) com a resistência de ponta em função do tipo de solo.

$$\overline{N}_p = \frac{N_{p-1} + N + N_{p+1}}{3} \quad (8)$$

Tabela 4 – Valores de K_{DQ}

Solo	Tipo de estaca	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Silte Argiloso*	200	120
Silte Arenoso*	250	140
Areia	400	200

*Solos Residuais

O coeficiente α_{DQ} permite estender os cálculos efetuados para a estaca padrão para outros tipos de estacas e solos (Tabela 5).

Tabela 5 – Valores do coeficiente α_{DQ} em função do tipo de solo e estaca

Solo	Tipo de estaca					
	Pré-moldadas	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	1,00	0,85	0,85*	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	1,00	0,60	0,60*	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	1,00	0,50	0,50*	0,30*	0,50*	1,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados.

3.3 – Método de Peixoto (2001)

Atualmente no Brasil tem sido utilizado pelos engenheiros de fundações, informações obtidas através do ensaio SPT com leitura de torque (SPT-T), para projeto de fundações e avaliação do comportamento de solos. Esta metodologia de leitura de torque a partir do SPT foi proposta por Ranzini (1988), que sugeriu uma pequena modificação no procedimento normal do ensaio de penetração dinâmica (SPT), para a obtenção de um valor de atrito lateral. Não é uma modificação, mas sim, um pequeno prosseguimento do ensaio após o seu término, não alterando em nada o procedimento para obtenção do índice de resistência à penetração N . O ensaio SPT-T é de simples execução, pois é mantido o mesmo procedimento do SPT convencional, porém, depois do final da cravação do amostrador, o operador aplica uma torção à haste com um torquímetro que fornece a medida do momento de torção máximo e residual necessário à rotação do amostrador (Figura 2).

Este valor pode ser utilizado, por exemplo, na avaliação da tensão lateral em estacas, através da adesão-atrito lateral estimado, desenvolvido na interface solo-amostrador, conforme equação 9 (Ranzini, 2000). Vários trabalhos já foram publicados sobre o tema, dentre eles, pode-se citar o de Décourt e Quaresma Filho (1994), Décourt (1998), Alonso (1994) e Peixoto (2001).

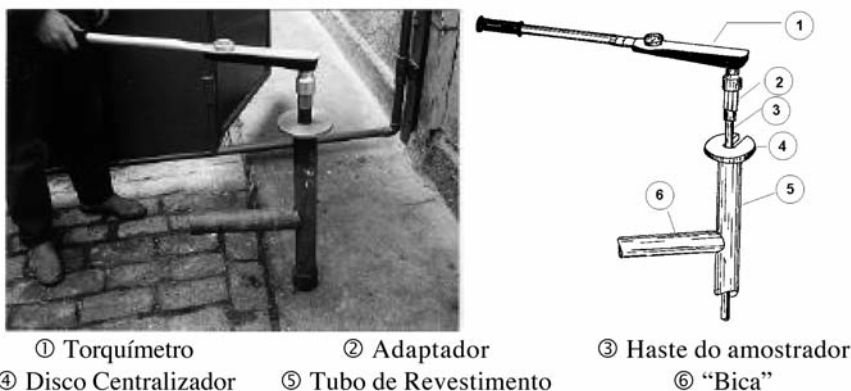


Fig. 2 – Equipamento para obtenção do torque (Peixoto, 2001).

$$f_T = \frac{T}{(41,336h - 0,032)} \quad (9)$$

Onde:

f_T = adesão solo-amostrador (kPa)

T = valor medido pelo torquímetro (kN.m)

h = penetração total do amostrador SPT após a cravação (m)

Como já foi mostrado no item anterior, a metodologia proposta por Ranzini (2000) é um indicativo da possibilidade de se obter a parcela de atrito lateral de estacas através da adesão-atrito solo-amostrador f_T . O mesmo não ocorre com a parcela de ponta, que apresenta uma grande variabilidade.

Ao girar o torquímetro, são obtidos dois parâmetros: $f_{T_{\text{máx}}}$ que é o máximo valor de torque e $f_{T_{\text{res}}}$ que é o valor medido depois da ruptura da ligação solo-amostrador.

Conseqüentemente, da comparação dos resultados das previsões de atritos laterais através de Ranzini (2000), quando se utilizou $f_{T_{\text{res}}}$ com os resultados obtidos da mesma metodologia, embora utilizando-se $f_{T_{\text{máx}}}$, constatou-se uma maior variabilidade para aquelas que são realizadas com o torque residual.

Desta maneira, sugere-se uma metodologia para o cálculo da previsão de capacidade de carga considerando-se para o cálculo da parcela de atrito lateral, a equação de Ranzini (2000), utilizando $f_{T_{\text{máx}}}$, e multiplicando-se por um fator Fl , função do comportamento do solo, que aqui é representado pela relação $T_{\text{máx}}/N$.

De acordo com Peixoto (2001), o ensaio SPT-T mostrou-se como uma boa ferramenta para o cálculo da previsão de capacidade-de-carga de estacas. O roteiro de cálculo está descrito a seguir. A capacidade-de-carga de estacas é obtida através do cálculo de duas parcelas: resistência de ponta e atrito lateral.

Para o cálculo da parcela de atrito lateral utiliza-se a metodologia sugerida por Ranzini (2000), mas usando-se $f_{T_{\text{máx}}}$, e multiplicando-se pelo coeficiente Fl , que é função de $T_{\text{máx}}/N$.

$$P_{l-\text{calc}} = Fl * s\ell * \overline{fT_{\text{máx}}} * U_i * \Delta z \quad (\text{kN}) \quad (10)$$

Onde:

Fl = fator de correção em função do tipo de estaca e da relação *Tmáx/N* (Tabela 6);

sl = coeficiente em função do tipo de estaca (Tabela 6);

$$\overline{fTmáx} = \frac{\sum \Delta \ell_i * fTmáxi}{\sum \Delta \ell_i} \quad (\text{kPa}) \tag{11}$$

$\Delta \ell_i$ = o comprimento do trecho elementar de ordem "i" do fuste;

$f_{Tmáx}$ é a tensão de atrito lateral máxima medida pelo torquímetro na altura do trecho elementar de ordem "i" do fuste;

Tabela 6 – Valores dos coeficientes *sl* e *Fl*.

Tipo de Estacas	<i>sl</i>	<i>Fl</i>	
		<i>Tmáx/N < 1</i> (kN.m/golpe)	<i>Tmáx/N > 1</i> (kN.m/golpe)
Pré-Moldada de pequeno diâmetro	0,8	1,0	
Ômega	3,0		
Metálica	0,3		
Injetada de pequeno diâmetro	2,0		
Raiz	1,5		
Strauss	0,8	1,3	0,7
Franki	0,8	0,7	0,5
Apiload	3,5	0,7	0,5
Hélice-Contínua	2,0	1,0	0,3
Escavada e Broca	1,4	1,3	0,7
Barrete	0,7	1,0	1,0

Para estaca Hélice Contínua, quando o $f_{Tmáx} > 80$ kPa (o que corresponde a um torque superior a 15kgf.m), utilizar *Fl*=0,3 para qualquer *Tmáx/N*.

Entretanto, para as estacas Pré-Moldadas, Ômega, Metálica, Injetada e Raiz não há a necessidade de um fator de correção em função de *Tmáx/N*. Não estão sendo recomendados *sl* e *Fl* para as estacas Pré-Moldadas de grande diâmetro pois a mesma possui um comportamento diferente da correspondente de pequeno diâmetro, necessitando-se de uma melhor investigação.

Segundo Peixoto (2001), os coeficientes mostrados na Tabela 6 foram obtidos através dos dados disponíveis, necessitando-se, para uma melhor verificação da eficiência da metodologia, de uma maior quantidade de provas-de-carga em estacas instrumentadas.

Para o cálculo da parcela de ponta sugere-se adotar aquele com que o calculista tenha maior confiança.

4 – ESTACAS TESTE

Foram executadas três estacas escavadas a trado mecânico (sem uso de lama bentonítica), com 0,40m de diâmetro e 12,0m de profundidade e, cravadas, três estacas pré-moldadas de 0,18m de diâmetro e 14m de comprimento.

O solo em estudo, por ter uma estrutura estável e ser não saturado permite que sejam executadas estacas do tipo escavada a trado, sem nenhum revestimento, até 10 ou mais metros de profundidade. A concretagem é feita lançando-se o concreto com auxílio de um funil. Na concretagem das estacas escavadas utilizou-se concreto C-15, $f_{ck}=15\text{MPa}$ e $\text{slump}=7\text{cm}$.

As estacas pré-moldadas do tipo protendida foram fabricadas com segmentos de 8m e 6m de comprimento, perfazendo três estacas de 14m (duas serviram para reação e outra para ser ensaiada à compressão), unidas por um cordão de solda no anel metálico. Para a cravação das estacas, foi utilizado um bate-estaca provido de martelo de massa aproximada de 1650 kg, caindo em queda livre, de uma altura de 0,50m.

As estacas submetidas à compressão foram confeccionadas com tubos de aço em seu interior, dentro dos quais foram instaladas, posteriormente, a instrumentação. Para as estacas escavadas, foram empregados tubos do tipo galvanizado de diâmetro interno de 42,3mm e para a estaca pré-moldada, foi utilizado tubo corrugado do tipo utilizado para protensão com diâmetro interno de 40,0mm, que foi instalado na fábrica anteriormente à sua concretagem. Na instrumentação das estacas foram utilizadas barras de aço do tipo CA-50 ($\phi=12,5\text{mm}$ e $L=0,60\text{m}$), nas quais foram instalados extensômetros elétricos (strain-gages), ligados em ponte completa. Estas barras foram unidas posteriormente, à medida que iam sendo colocadas nos tubos vazados, a barras de mesmo material, com comprimentos que variaram de acordo com a estaca a ser ensaiada. Todo conjunto foi solidarizado através da injeção de calda de cimento.

5 – SISTEMA DE REAÇÃO

O sistema empregado foi composto por viga metálica de reação, tirantes com rosca contínua e estacas de reação. Utilizaram-se duas estacas de reação, alinhadas com a estaca a ser ensaiada, e espaçadas de 2,40m (6 ϕ) para a estaca escavada e de 1,50m (8,3 ϕ) para a estaca pré-moldada.

O sistema de atirantamento para os dois tipos de estacas foi composto de barras especiais de aço com rosca contínua, com 32mm de diâmetro, que foram inseridas nas estacas de reação. As estacas de reação empregadas nas provas de carga das estacas escavadas foram do tipo hélice contínua com 0,40m de diâmetro e 18m de comprimento; para a estaca pré-moldada foram empregadas estacas pré-moldadas, do mesmo tipo da estaca teste, os tirantes foram inseridos às estacas durante seu processo de confecção na fábrica. Apresenta-se na Figura 3, a locação das estacas no campo.

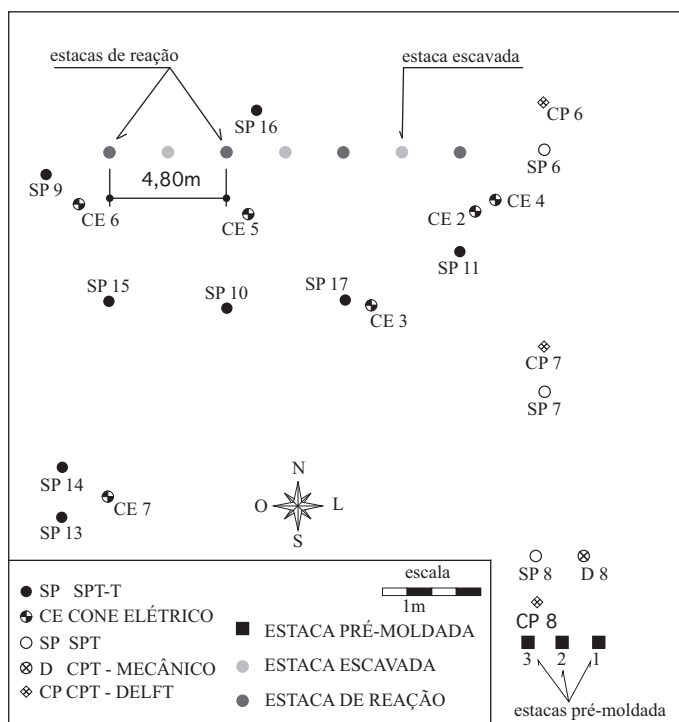


Fig. 3 – Localização das estacas no Campo experimental (Albuquerque, 2001).

6 – PROVAS DE CARGA

6.1 – Carregamento Dinâmico

Este ensaio, executado durante a cravação, tem por objetivo fazer um estudo da estaca para atestar sua integridade e verificar sua capacidade de carga. Para todas as estacas cravadas efetuaram-se as análises CAPWAPC, Case e IPT-Case (Bernardi et al., 1991). Para aquisição dos dados e análise dos sinais durante a cravação dinâmica, utilizou-se um conjunto de equipamentos constituído de transdutores de força e acelerômetros, posicionados numa secção logo abaixo do topo da estaca (3 diâmetros de distância). Realizaram-se ensaios dinâmicos nas três estacas pré-moldadas.

6.2 – Carregamento Estático

Adotou-se o carregamento lento (SML), seguindo-se as prescrições da NBR 12131/91 (ABNT, 1991) (Provas de Carga Estática). A partir da base do bloco de coroamento de cada estaca, escavou-se o solo até a profundidade de 0,60m; utilizando-se tal trecho como secção de referência (Figura 4), para a determinação do módulo de elasticidade da estaca. O módulo de elasticidade da estaca é obtido a partir da regressão linear dos pares de valores carga (carga no topo) e deformação do instrumento situado na secção de referência da estaca. Foram ensaiadas as três estacas escavadas, utilizando-se incrementos de carga de 60kN. Das estacas pré-moldada, foi ensaiada a estaca 2 (Figura 3), as estacas 1 e 3 foram utilizadas como reação, no ensaio dessa estaca foram empregados incrementos de 40kN. Em todos os ensaios o carregamento foi levado a uma carga na qual os deslocamentos indicassem a ruptura da ligação estaca-solo. Os descarregamentos foram feitos em estágios sucessivos, com reduções de cargas iguais a 25% da carga total atingida no ensaio.

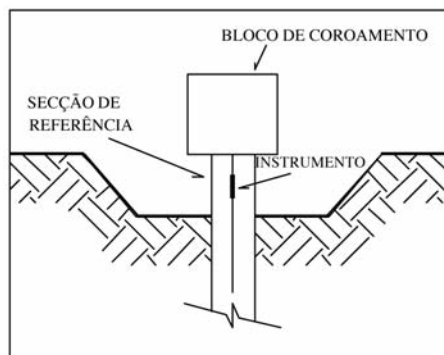


Fig. 4 – Seção de referência.

7 – RESULTADOS

Apresentam-se neste item os resultados dos ensaios realizados nas estacas pré-moldada e escavadas. Para o primeiro tipo de estaca foram realizadas provas de carga dinâmica e estática, enquanto nas estacas escavadas foram realizadas somente provas de carga estática.

7.1 – Estaca Pré-Moldada

7.1.1 – Prova de Carga Dinâmica

Os ensaios dinâmicos foram interrompidos antes que atingisse a *nega* usual (10mm/10golpes), pois as estacas tinham comprimentos pré-determinados. Na Tabela 7, são apresentados os valores de *nega* obtidos no final da cravação.

A partir dos dados fornecidos por este ensaio foram realizadas três tipos de análises, com a finalidade de conhecer a capacidade de carga da estaca, sendo elas: CAPWAPC, Case e IPT-Case (Bernardi et al., 1991) (Tabela 8).

Tabela 7 – Valores de “Nega” obtidos para cada tipo de estaca.

Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3
33mm/10 golpes	110mm/10 golpes	125mm/10 golpes

Tabela 8 – Resultados obtidos na prova de carga dinâmica.

Estaca	Análise	$P_{1-d}(kN)$	$P_{p-d}(kN)$	$P_{t-d}(kN)$
1	CAPWAPC	172	36	208
2		201	15	216
3		178	62	240
1	Case	----	----	213
2		----	----	248
3		----	----	255
1	IPT-Case	----	----	200
2		----	----	243
3		----	----	224

Onde:

P_{l-d} = carga lateral obtida através da prova de carga dinâmica

P_{p-d} = carga de ponta obtida através da prova de carga dinâmica

P_{t-d} = somatória das cargas lateral e ponta obtida através da prova de carga dinâmica

7.1.2 – Prova de Carga Estática

São apresentados neste item os resultados obtidos na prova de carga estática efetuada na estaca pré-moldada 2. A carga máxima foi de 262kN, sendo 220kN por atrito lateral e 43kN por reação de ponta (16,1% da carga do topo). O deslocamento máximo foi de 54,13mm. Pode-se verificar que em seu valor máximo o valor de reação de ponta foi da ordem de 1690kPa. Apresentam-se a seguir os resultados obtidos na prova de carga estática: curva carga vs recalque e atrito lateral (Figuras 5 e 6). O módulo de elasticidade da estaca, obtido através da instrumentação instalada no nível de referência, foi de 24,4GPa. Deve-se observar que, dos quatro níveis instrumentados, instalados na estaca 2, aquele situado a 5,0m não apresentou bom funcionamento, tendo sido portanto descartado.

A Figura 7 apresenta um gráfico onde são mostradas as variações entre os valores de carga máxima obtidos na prova de carga dinâmica e a estática.

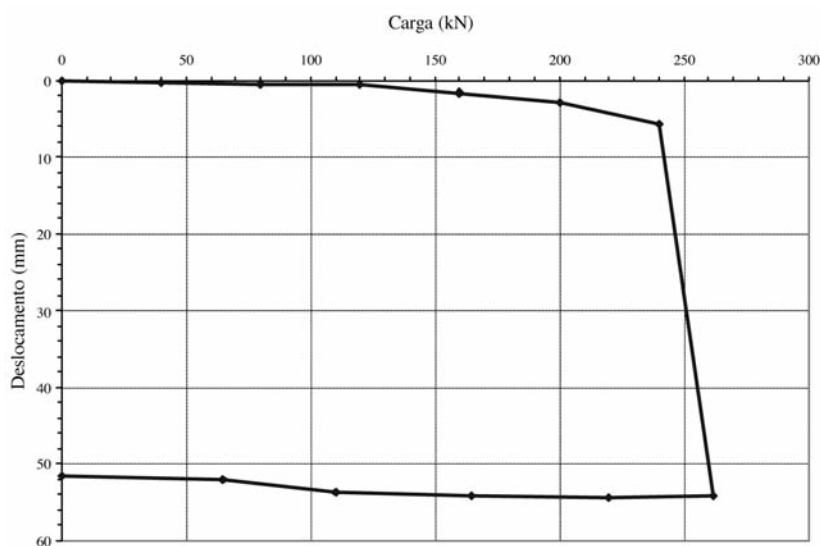


Fig. 5 – Curva carga vs recalque (Albuquerque, 1996).

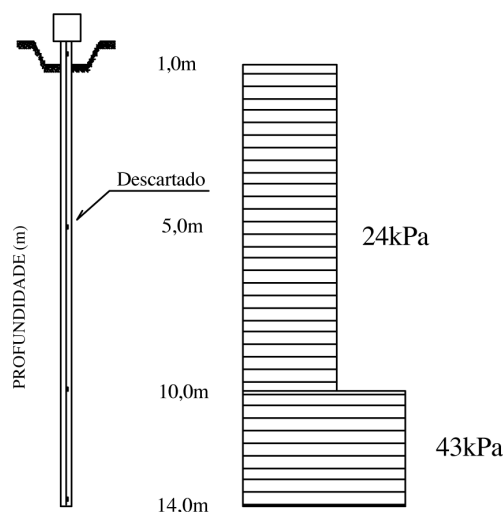


Fig. 6 – Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste (Albuquerque, 1996).

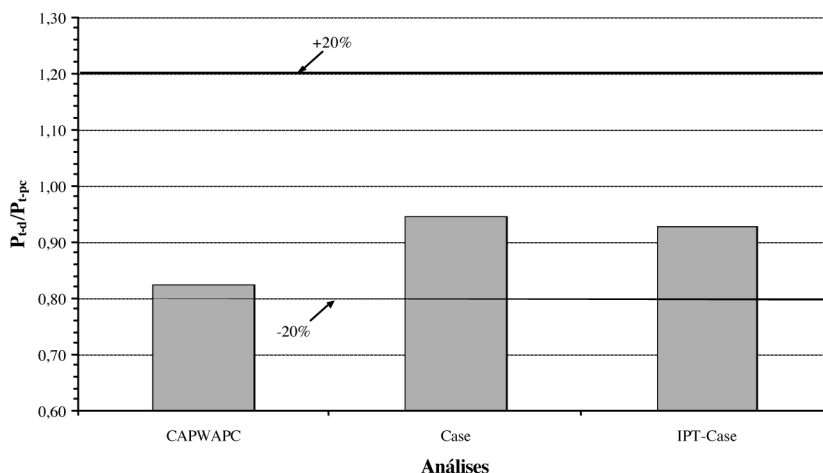


Fig. 7 – Relação dos valores de carga total obtidos através da aplicação dos métodos de análise de prova de carga dinâmica e aqueles obtidos na prova de carga estática.

7.2 – Estacas Escavadas

Apresenta-se neste item os resultados obtidos nas provas de carga à compressão, efetuadas nas estacas escavadas. Na Tabela 9 são apresentados os valores de carga e deslocamentos máximos. Na Tabela 10, apresentam-se os valores de carga máxima lateral e ponta, bem como a percentagem de carga transferida do topo para a ponta.

A carga de ruptura máxima média foi da ordem de 682kN com um desvio de 12kN. Pode-se verificar que os valores de reação de ponta foram da ordem de 27kPa, 108kPa e 200kPa, para as estacas escavadas 1, 2 e 3, respectivamente.

Os módulos de elasticidade das estacas, obtido através da instrumentação instalada no nível de referência, são apresentados na Tabela 11. Pode-se verificar através da análise do coeficiente de correlação (R^2), que a instrumentação funcionou de maneira adequada.

Na sequência são apresentadas as curva carga vs recalque e atrito lateral (Figuras 8 e 9).

Tabela 9 – Valores de carga e deslocamento máximo obtidos nas provas de carga.

Estaca	P_{t-pc} (kN)	Deslocamento máximo (mm)
Escavada 1	684	112,48
Escavada 2	670	107,70
Escavada 3	693	65,94

As provas de carga foram encerradas quando atingiu-se os limites dos relógios comparadores.

Tabela 10 – Parcelas de carga transferida para cada estaca.

Estaca	P_{l-pc} (kN)	P_{p-pc} (kN)	% de ponta
Escavada 1	681	3,4	0,5
Escavada 2	657	13,3	1,9
Escavada 3	668	25,1	3,6

Tabela 11 – Módulo de elasticidade das estacas.

Estaca	E (GPa)	R^2
Escavada 1	20,8	0,996
Escavada 2	19,4	0,998
Escavada 3	19,3	0,999

Onde:

P_{l-pc} = carga lateral obtida através da prova de carga

P_{p-pc} = carga de ponta obtida através da prova de carga

P_{t-pc} = somatória das cargas lateral e ponta obtida através da prova de carga

E = módulo de elasticidade da estaca

R^2 = coeficiente de correlação obtido através da regressão linear dos valores tensão vs deformação para a obtenção do módulo de elasticidade das estacas.

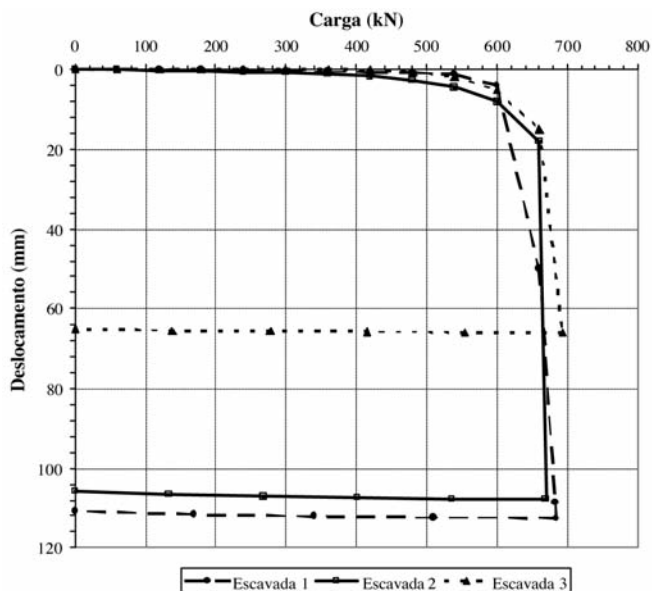


Fig. 8 – Curva carga vs recalque (estacas escavadas).

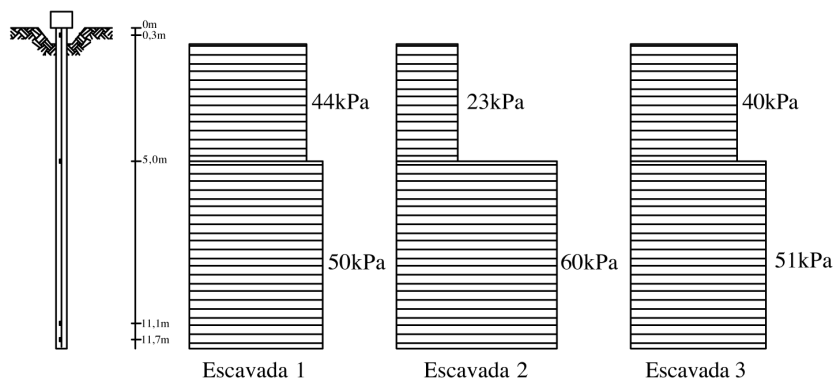


Fig. 9 – Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste (estacas escavadas).

7.3 – Previsão da Capacidade de Carga

Para a definição da carga de ruptura dos ensaios, além dos dados de carga máxima obtida em campo, utilizaram-se os métodos de extrapolação: Van der Veen (1953), Décourt (1999) e da Norma Brasileira – NBR6122 (ABNT, 1996). Considerando que, para a carga máxima dos ensaios, os recalques foram incessantes e que os valores de carga máxima obtidos pelos métodos de extrapolação utilizados foram praticamente iguais aos obtidos na prova de carga, adotou-se como carga de ruptura a carga máxima no ensaio (Tabela 12).

A seguir são apresentados os resultados de carga de ruptura, obtidos através do emprego de vários métodos de previsão: teóricos (Tabelas 13 e 14), semi-empíricos e empíricos (Tabela 15 e 16).

Tabela 12 – Resultados obtidos da extrapolação da prova de carga.

Método	Escavada 1	Escavada 2	Escavada 3	Pré-moldada
Van der Veen (1953)	684	670	693	262
Décourt (1999)	671	714	702	286
NBR 6122 / (ABNT, 1996)	660	665	680	266

Tabela 13 – Resultados de aplicação dos métodos teóricos (pré-moldada).

Método	P_{1-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Berezantzev e Yaroshenko (1957) & Nordlund (1963)	182	32	214	0,81
Meyerhof (1976, 1977)	294	39	333	1,27
Skempton (1951)	281	38	319	1,22

Tabela 14 – Resultados de aplicação dos métodos teóricos (escavada).

Método	P_{1-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Berezantzev e Yaroshenko (1957) & Nordlund (1963)	301	534	835	1,22
Meyerhof (1976, 1977)	835	6	841	1,23
Skempton (1951)	509	178	687	1,01

Onde:

P_{1-c} = carga lateral obtida através de cálculo

P_{p-c} = carga de ponta obtida através de cálculo

P_{t-c} = somatória das cargas lateral e ponta obtida através de cálculo

Tabela 15 – Resultados de aplicação dos métodos empíricos e semi-empíricos (pré-moldada).

Método	P_{1-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Aoki & Velloso (1975) CPT	312	38	350	1,34
Aoki & Velloso (1975) SPT	101	29	130	0,50
Décourt & Quaresma (1978, 1996)	226	47	267	1,02
Velloso (1981)	1092	61	1153	4,34
Philipponat (1978)	1366	30	1396	5,26
Peixoto (2001) – lateral Décourt & Quaresma (1978, 1996) - ponta	193	47	240	0,91

Tabela 16 – Resultados de aplicação dos métodos empíricos e semi-empíricos (escavada).

Método	P_{l-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Aoki & Velloso (1975) CPT	354	130	484	0,71
Aoki & Velloso (1975) SPT	135	112	247	0,36
Décourt & Quaresma (1978, 1996)	358	161	519	0,76
Velloso (1981)	1062	164	1226	1,80
Philipponat (1978)	499	175	674	0,99
Peixoto (2001) – lateral Décourt & Quaresma (1978, 1996) - ponta	823	161	984	1,44

8 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Apresentam-se neste item as análises do comportamento das estacas, com base nas provas de carga executadas. São feitas avaliações dos métodos de previsão da carga de ruptura. As análises das provas de carga serão feitas em termos de cargas de ruptura, carga de ponta e atrito lateral.

Nas Tabelas 17 a 19, são apresentados parâmetros obtidos em análise estatística, a partir dos valores obtidos no cálculo das cargas de ponta, lateral e total para cada método empregado em cada tipo de estaca.

A partir das Figuras 10 a 15, podem ser observadas as variações dos resultados de previsão, perante aquele obtido na prova de carga.

Nas figuras são apresentadas também duas retas, correspondendo a uma variação de +/- 20% referente à relação entre a carga prevista e a carga obtida na prova de carga.

Tabela 17 – Análise estatística dos valores obtidos na previsão de capacidade de carga utilizando métodos teóricos e semi-empíricos.

Estaca	Parâmetro	P_l	P_p	P_t
Pré-moldada	Média (kN)	450	39	489
	Desvio padrão (kN)	451	11	454
	Coefficiente de Variação (%)	100	28	93
Escavada	Média (kN)	542	182	722
	Desvio padrão (kN)	302	153	291
	Coefficiente de Variação (%)	56	84	40

Tabela 18 – Análise estatística dos valores obtidos na previsão de capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos.

Estaca	Parâmetro	P_1	P_p	P_t
Pré-moldada	Média (kN)	548	41	589
	Desvio padrão (kN)	538	13	541
	Coefficiente de Variação (%)	98	32	92
Escavada	Média (kN)	539	148	689
	Desvio padrão (kN)	342	26	358
	Coefficiente de Variação (%)	63	18	52

Tabela 19 – Análise estatística dos valores obtidos na previsão de capacidade de carga utilizando métodos teóricos.

Estaca	Parâmetro	P_1	P_p	P_t
Pré-moldada	Média (kN)	252	36	289
	Desvio padrão (kN)	61	4	65
	Coefficiente de Variação (%)	24	11	22
Escavada	Média (kN)	548	239	788
	Desvio padrão (kN)	269	269	87
	Coefficiente de Variação (%)	49	113	11

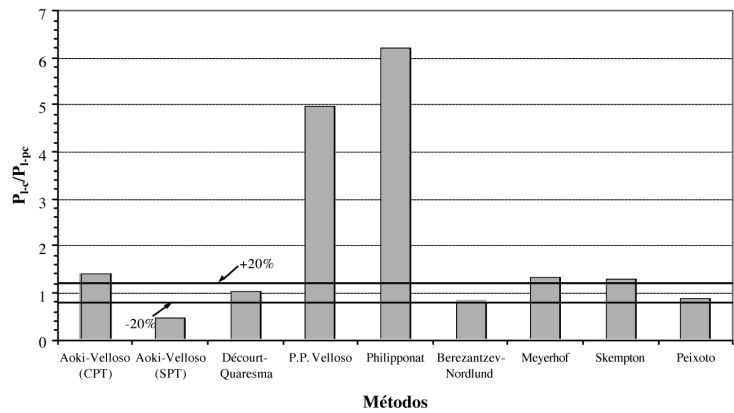


Fig. 10 – Variação de P_{1-c} / P_{1-pc} em função dos métodos utilizados (estaca pré-moldada).

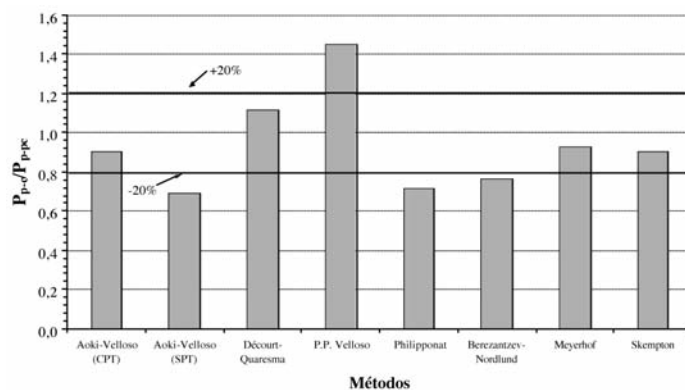


Fig. 11 – Variação de P_{p-c} / P_{p-pc} em função dos métodos utilizados (estaca pré-moldada).

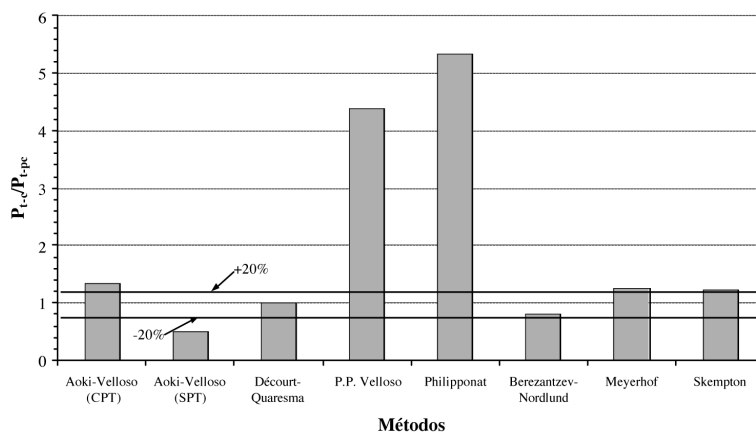


Fig. 12 – Variação de P_{t-c} / P_{t-pc} em função dos métodos utilizados (estaca pré-moldada).

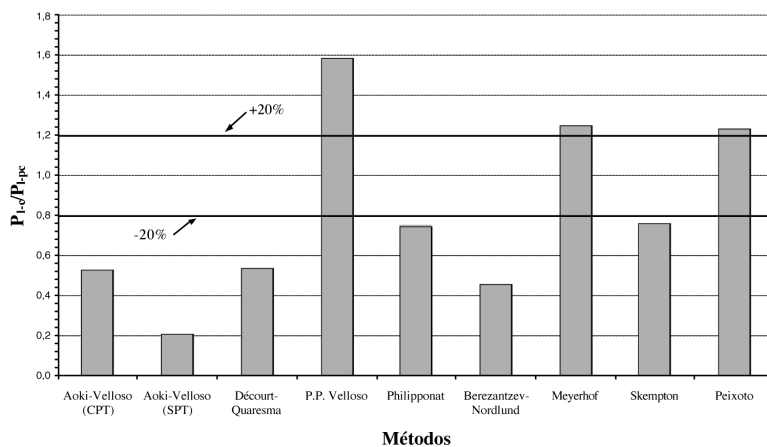


Fig. 13 – Variação de P_{l-c} / P_{l-pc} em função dos métodos utilizados (estaca escavada).

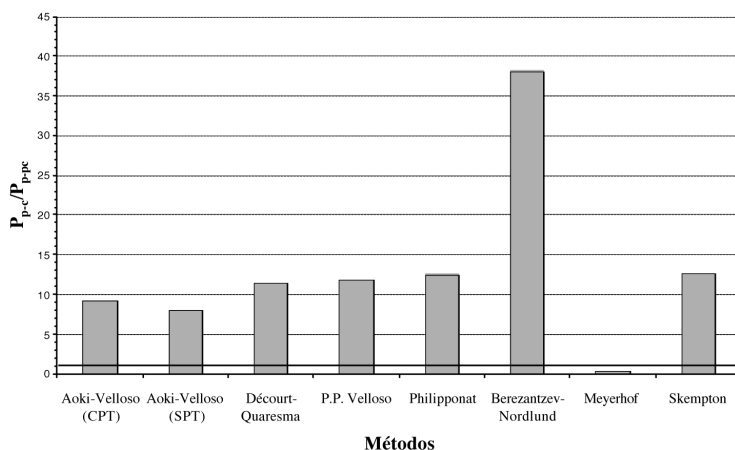


Fig. 14 – Variação de P_{p-c}/P_{p-pc} em função dos métodos utilizados (estaca escavada).

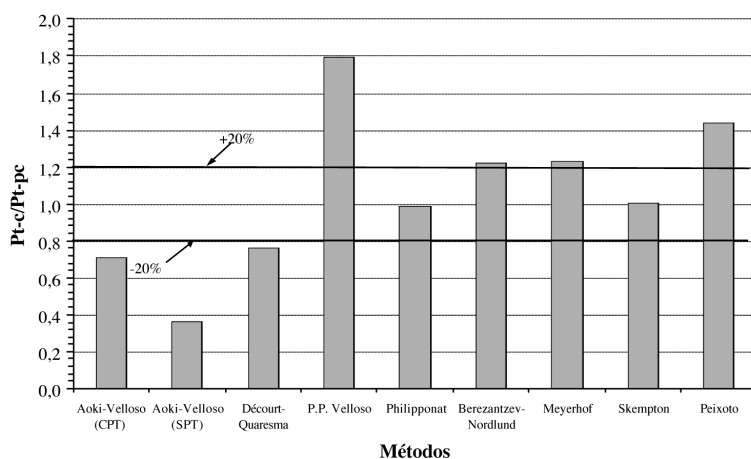


Fig. 15 – Variação de P_{t-c}/P_{t-pc} em função dos métodos utilizados (estaca escavada).

Verifica-se que devido ao processo executivo, as estacas pré-moldadas apresentaram comportamento de ponta melhor que o das escavadas, mobilizando uma reação de ponta 19 vezes superior à escavada. Em termos de percentuais médios de carga de ponta relacionados à carga aplicada no topo, a estaca escavada forneceu um valor de 2% e pré-moldada 16,1%.

Não é possível fazer uma análise do atrito lateral obtido no primeiro trecho da estaca pré-moldada em comparação à estaca escavada. E isto porque, durante a cravação da estaca pré-moldada houve um descolamento do solo, da camada porosa, em relação ao fuste, devido à vibração da estaca durante a cravação (drapejamento), conforme relatado por Albuquerque (1996). Este efeito também foi observado por Menezes (1997), em estaca cravada em solo poroso de Ilha Solteira, Estado de São Paulo. Com relação ao segundo trecho, o atrito fornecido pela estaca pré-moldada (43kPa), situou-se próximo da média obtida nas estacas escavadas (48kPa).

Verificou-se que o atrito lateral médio no trecho inferior do fuste das estacas escavadas (5m a 12m) da ordem de 48kPa, foi 50% superior ao primeiro trecho (0m a 5m), da ordem de 32kPa.

Esta diferença ocorreu porque o solo na primeira camada apresenta valores de resistência inferiores ao da segunda camada, conforme pode ser observado na Figura 1.

Com relação às reações de ponta, as estacas escavadas forneceram valores de pequena grandeza, em média de 112kPa e coeficiente de variação de 78%. A estaca pré-moldada, apresentou valor superior de reação de ponta da ordem de 1690kPa.

Os valores de carga total mobilizada obtidos para a estaca pré-moldada, através das análises CAPWAPC, Case e IPT-Case (Tabela 8), situaram-se bem próximos entre si; apresentando um valor médio de 236kN e C.V. (Coeficiente de Variação) de ordem de 7%. Com relação à prova de carga estática, efetuada na estaca 2, pode-se dizer que os valores obtidos através das provas de carga dinâmicas estão bem próximos com relação à carga total (10% superior).

Quanto à previsão da capacidade de carga (total) calculada pelos métodos teóricos, verificou-se que os valores de carga de ruptura obtidos aproximaram da prova de carga com um C.V. de 22% e 11%, para as estaca pré-moldada e escavada, respectivamente. Com relação ao cálculo da parcela de atrito lateral apresentaram C.V. inferior a 50%, para ambas estacas. Porém, na previsão da carga de ponta para a estaca escavada forneceu um C.V. da ordem de 113%, o que demonstra uma grande variação entre os resultados obtidos. Para a estaca pré-moldada isto não ocorreu (Tabela 17). Dos métodos teóricos que forneceram melhor ajuste na estimativa da carga total foram: para a estaca pré-moldada o de Berezantzev e Yaroshenko (1957) e Nordlund (1963), enquanto para a estaca escavada foi o de Skempton (1951), o que pode ser observado nas Figuras 12 e 15.

Analisando os resultados obtidos através do emprego dos métodos semi-empíricos, verificou-se uma grande variação entre os valores obtidos em ambas estacas, principalmente para as cargas total e lateral. Na estaca pré-moldada o C.V. obtido para a carga lateral foi de 98% e para a estaca escavada foi de 63%. Para a carga total foi de 92% para a estaca pré-moldada e 52% para a estaca escavada. Analisando a previsão da carga de ponta, verificou-se que os métodos forneceram valores próximos: CV igual a 32% para estaca pré-moldada e de 18% para a escavada. Comparando os valores médios de previsão da carga de ruptura total, com aquele obtido na prova de carga estática, verificou-se que para o caso da estaca pré-moldada foi 2,2 vezes superior e para a estaca escavada foi próximo a unidade, porém com uma certa dispersão, conforme observado na Tabela 15.

Com relação ao desempenho desses métodos, verificou-se que, para a estaca pré-moldada, os métodos de Décourt & Quaresma (1978, 1996) e Peixoto (2001), forneceram os melhores valores de carga lateral, situando em um intervalo de variação de 20% da carga obtida no carregamento estático. A partir desta mesma análise, verificou-se que para ponta foi o método de Aoki & Velloso – CPT (1975) que forneceu melhor previsão e, que para o carga total, foi o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996). Para a estaca escavada, nenhum método semi-empírico se enquadrou em uma faixa de variação de +/- 20% da relação entre os valores obtidos na prova de carga e aqueles previstos para as cargas lateral e ponta (Figuras 13 e 14). Para a carga total somente o método de Philipponat (1978) foi o que apresentou melhor estimativa (Figura 15).

9 – CONCLUSÕES

Analisando-se os valores de reação de ponta, verificou-se que as estacas pré-moldadas absorveram, em relação à carga total 16,1%, o que equivale a aplicar ao solo uma pressão média de 1690kPa, e as estacas escavadas, um valor médio de 2% (87kPa). Isto era esperado, pois as estacas escavadas podem deixar solo solto e desestruturado na região da ponta, conduzindo, portanto, ao baixo valor da reação de ponta, o que não pode ser evitado pelo processo executivo utilizado.

Em termos de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste, verificou-se que o mesmo foi crescente com a profundidade para ambas estacas, o que era esperado, pois a camada inferior de solos apresenta maiores valores de resistência. O atrito lateral medido no primeiro trecho da estaca pré-moldada foi 76% inferior ao obtido na outra estaca, provavelmente porque durante a cravação desta última houve um deslocamento do solo da camada porosa, em relação ao fuste, por efeito de drapejamento.

Com relação aos métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga, verificou-se que o proposto por Décourt & Quaresma (1978, 1996) e Peixoto (2001), forneceram os melhores resultados para a estaca pré-moldada, sendo que para a estaca escavada foi o de Philipponat (1978). Quanto aos métodos teóricos, verificou-se que para a estaca pré-moldada eles forneceram valores superiores a 20% (acima e abaixo) do obtidos na prova de carga. Com relação à estaca escavada, o método de Skempton (1951), apresentou um valor muito próximo do real; quanto aos outros métodos, esses forneceram valores superiores, da ordem de 20%. Pelo exposto, verificou-se que deve-se ser bastante criterioso na aplicação de determinado método de previsão de capacidade de carga, pois existem disparidades de resultados quando se varia o tipo de fundação para um único método. Verificou-se que a utilização dos valores fornecidos pelo torque do ensaio SPT-T, é uma boa ferramenta para o cálculo da previsão de capacidade-de-carga lateral de estacas. A medida que mais experiência for se acumulando em seu uso, melhores resultados de previsão poderão ser obtidos.

Verificou-se uma grande dispersão nos resultados obtidos através do emprego das fórmulas empregadas para ambas as estacas, fornecendo valores de Coeficiente de Variação de 100%, apesar da média se situar próximo do valor obtidos na prova de carga.

A maioria dos métodos empregados superestimaram a carga de ponta da estaca escavadas. Isto é um indicativo da cautela que se deve ter na adoção de carga de ponta quando na previsão da carga de ruptura.

A prova de carga dinâmica através das análises CAPWAPC, Case e IPT-Case, mostrou confiabilidade como recurso para a determinação das cargas lateral e ponta da estaca pré-moldada. O valor da carga máxima mobilizada situou-se 10% abaixo do obtido para a prova de carga estática.

10 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) e a empresa Fundações Especiais (FUNDESP), pelo apoio financeiro, imprescindível à realização deste trabalho.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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 de Mestrado – FEAGRI, Unicamp, Campinas. 170f.
- 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 de Doutorado, Escola Politécnica, USP. São Paulo. 272f.
- Alonso, U.R. (1994) *Correlação entre o atrito lateral medido com o torque e o SPT*. Revista Solos e Rochas. v. 17, no 3, p.191-194, 1994.

- Aoki, N., & Velloso, D. A. (1975) *Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas*. Em 5th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Proceedings, Buenos Aires, v.1, p.367-376.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1991). *Provas de Carga Estática: NBR 12.131/91*. Rio de Janeiro: A.B.N.T.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1996). *Projeto e Execução de Fundações: NBR 6122/96*. Rio de Janeiro: A.B.N.T.
- Berezantzev, V. G. & Yaroshenko, V. A. (1957) *The bearing capacity of sands under deep foundations*. Em 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres. Proceedings, Londres, v.1, p. 182-191.
- Bernardi, E., Machado, J.R.A., Dionisi, A., Tanaka, E.T., Merichelli, M.P. (1991) *Uma avaliação do Sistema IPTCase/PC para aquisição e análise de dados de estacas cravadas*. Em 2^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE II, São Paulo. Anais, A.B.M.S. v.1, p.40-45.
- Décourt, L. & Quaresma, A. R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Em 6o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro. Anais, Rio de Janeiro, v.1, p.45-53.
- Décourt, L. & Quaresma Filho, A. R. (1994) Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements, spt-t; present stage and future trends. Em 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, ISSMGE. New Delhi. India, vol. 1, p.143-146.
- Décourt, L. & Quaresma, A. R. (1996) *Análise e Projeto de Fundações Profundas*. Em Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.C.Q., Carvalho, C.S., Niyama, S. Fundações: Teoria e Prática. 1a edição. São Paulo, PINI. p.275-276.
- Décourt, L. (1998) A more rational utilization of some old in-situ tests. In: Geotechnical Site Characterization. Proceedings, Balkema. Atlanta, USA. p. 913-918.
- Décourt, L. (1999) *Behavior of foundations under working load conditions*. Em 11th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Foz do Iguaçu, Proceedings, Foz do Iguaçu, v.4, p.453-487.
- Menezes, S. M. (1997) *Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo*. Tese de Doutorado, Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 377f.
- Meyerhof, G. G. (1976) *Bearing capacity and settlement of pile foundation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 102, GT3, p. 197-228.
- Meyerhof, G. G., Valsangkar, A. J. (1977) *Bearing Capacity of Piles in Layered Soils*. Em 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Proceedings, vol. 2, p. 645-650.
- Monacci, M.D. (1995) Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp. Dissertação de Mestrado – FEAGRI, Unicamp. 114f.
- Monteiro, P.F.F. (2000) *A estaca ômegafranki – capacidade de carga*. Em 4^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE IV, São Paulo. Anais, A.B.M.S. v.2, p.356-369.
- Nordlund, R. L. (1963) *Bearing capacity of piles in cohesion less soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 89, SM3, p. 1-35.

- Peixoto, A.S.P. (2001) Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. Tese de Doutorado, FEAGRI, Unicamp, 468f.
- Philipponat, G. (1978) *Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique*. Informations Techniques Bulletin, Paris, Soletanche Enterprise, 21p.
- Ranzini, S.M.T. (1988) *SPTF*. Revista Solos e Rochas. Vol. 11, p. 29-30.
- Ranzini, S.M.T. (2000) *Capacidade-de-carga de Estacas a Partir da Medida do Atrito Lateral no SPTF*. Palestra. Instituto de Engenharia. ABMS. São Paulo. Março.
- Skempton, A. W. (1951) *The bearing capacity of clays*. Em Building Research Congress. London, Proceedings, vol. 1, p. 180-189, London.
- Van der Veen, C. (1953) *The bearing capacity of a pile*. Em 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, ISSMGE. Zurich, v.2, p.125-151.
- Vargas, M. (1978) *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo, Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda. 509p.
- Velloso, P.P.C. (1981) Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo. Publicações – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.