

Provas de carga horizontal em estacas escavadas a trado mecânico em solo colapsível da região de Londrina, Estado do Paraná

Miriam Gonçalves Miguel^{1*}, Antônio Belincanta², Carlos José Marques da Costa Branco¹ e Raquel Souza Teixeira¹

¹Departamento da Construção Civil, Universidade Estadual de Londrina, Campus Universitário, Rodovia Celso Garcia (Pr 445), km380, 86051-990, Londrina, Paraná, Brasil. ²Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Av. Colombo, 5790, 87020-900, Maringá, Paraná, Brasil. *Author for correspondence.

RESUMO. No Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina (UEL), Estado do Paraná, onde o perfil do subsolo se apresenta com uma camada superficial de solo argiloso, poroso e colapsível, com consistência de mole a média, foram realizadas e analisadas quatro provas de carga horizontal em pares de estacas escavadas a trado mecânico, com a finalidade de se obter o coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) e sua variação quanto ao efeito da colapsibilidade. Os resultados das provas de carga horizontal são apresentados através das curvas carga *versus* deslocamento horizontal do solo, em duas condições: sem inundação e com pré-inundação por 48 horas. O efeito da colapsibilidade do solo é analisado pela redução da capacidade de carga horizontal, determinada pela comparação entre as cargas de ruptura e de colapso obtidas nessas provas de carga. Os resultados das provas de carga permitiram também determinar as curvas do coeficiente de reação horizontal (n_h) *versus* o deslocamento horizontal junto à superfície do terreno (y_o), considerando a rigidez à flexão da estaca constante com a fissuração do concreto. Na determinação dos valores médios de (n_h), foram considerados os intervalos de (y_o) de 6 a 12 mm (solo não inundado) e de 12 a 18 mm (solo inundado).

Palavras-chave: prova de carga horizontal, reação horizontal do subsolo, fundações por estacas.

ABSTRACT. Horizontal load tests on auger piles in collapsible soil of Londrina

PR. The behavior of horizontally loaded bored piles in a collapsible soil was studied. Experimental investigation comprised four horizontal load tests performed on two piles at each time, located at the Experimental Foundation Field at the State University of Londrina, Paraná, where the soil profile shows a superficial layer of collapsible clay. Horizontal load tests were performed for two soil conditions: natural (not wetted) and 48 hours pre-wetted. Ultimate and collapse loads, obtained in these conditions, produced a better understanding of the influence of soil collapsibility in the reduction of the piles' bearing capacity. Load test data also produced curves of horizontal coefficient subgrade reaction (n_h) versus ground horizontal displacement (y_o), when a constant pile flexural rigidity with concrete cracking was taken into account. Average value of (n_h) was determined by these curves for y_o , ranging from 6 to 12 mm (natural soil) or 12 to 18 mm (wetted soil).

Key words: horizontal load test, horizontal subgrade reaction, pile foundation.

Este trabalho tem como objetivo fornecer subsídios à aplicação na prática da engenharia dos métodos da teoria de reação horizontal do solo, visto que o estudo de estacas carregadas horizontalmente engloba um problema teórico tridimensional de difícil modelagem matemática. A maioria dos métodos existentes leva em consideração a reação do solo, por unidade de comprimento do elemento de fundação, como sendo proporcional ao respectivo deslocamento horizontal. Esta proporcionalidade é

caracterizada pelo denominado *Módulo de Reação Horizontal (K)*, com unidades de FL^{-2} .

Nas argilas pré-adensadas, o módulo (K) é constante com a profundidade (z), mas nas areias e argilas normalmente adensadas, varia linearmente com a profundidade, de acordo com a expressão ($K = n_h \times z$). O coeficiente angular dessa reta (n_h) é denominado de *coeficiente de reação horizontal do solo*, sendo de unidades FL^{-3} , de acordo com Cintra (1981). Os parâmetros (K) e (n_h) podem ser obtidos experimentalmente, através de provas de carga.

A estimativa de (n_h), para o solo da cidade de Londrina, Estado do Paraná, foi feita mediante provas de carga horizontal em estacas escavadas com trado mecânico, executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Prof. Saburo Morimoto” (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina (UEL), cujo subsolo é representativo não só da cidade de Londrina, mas também de uma vasta região do Norte do Estado do Paraná.

No CEEG, o subsolo se apresenta com uma camada superficial de 10 m de espessura, composta por argila siltosa, porosa e laterizada, com consistência variando de mole a média, pré-adensada e colapsível.

Em função da necessidade de analisar a influência da colapsibilidade do solo na capacidade de carga horizontal, as provas de carga foram realizadas com o solo sob duas condições: sem inundação (umidade natural) e com pré-inundação por 48 h.

A aplicação do método de Van der Veen (1953) nas curvas carga *versus* deslocamento horizontal, obtidas nas provas de carga realizadas na condição de umidade natural (sem pré-inundação), permitiu a determinação das cargas de ruptura. No entanto, as cargas de colapso foram estimadas através da simples observação da evolução das curvas carga *versus* deslocamento horizontal, provenientes das provas de carga realizadas na condição de pré-inundação por 48 horas, sem a utilização do método de Van der Veen (1953). Da comparação da carga de colapso com a carga de ruptura, obteve-se a redução na capacidade de carga, em porcentagem.

Na avaliação dos valores do coeficiente de reação horizontal (n_h), nas duas condições do solo, foi adaptada a proposta de Alizadeh e Davisson (1970), generalizada por Cintra (1981), a qual considera as curvas (n_h) *versus* deslocamento horizontal (y_o), que ocorre junto à superfície do terreno.

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG)

As sondagens realizadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da UEL indicam uma camada superficial de solo evoluído, com espessura de 10 m, representada por uma argila siltosa, de consistência variando de mole a média, laterizada, porosa, pré-adensada e colapsível (Lopes *et al.*, 2000), assente sobre uma camada composta de solo residual, não laterítico, representado por uma argila siltosa, de consistência variando de rija a dura. Estas duas camadas de solo são provenientes da decomposição do basalto. O nível de água foi encontrado a 24 m de profundidade, na época de

estragem. O perfil típico do subsolo do CEEG é apresentado na Figura 1, pelo furo de sondagem próximo às estacas ensaiadas.

O solo da camada superficial da cidade de Londrina se apresenta com: sólidos de massa específica elevada ($\gamma_s = 30,1 \text{ kN/m}^3$); porosidade de 60 %, em média; teor de umidade variando de 30 % a 45 %; e limites de liquidez e de plasticidade na ordem de 60 % e 45 %, respectivamente. Esses valores foram determinados por Vargas (1953) e Morimoto (1982) e confirmados por Branco *et al.* (1998).

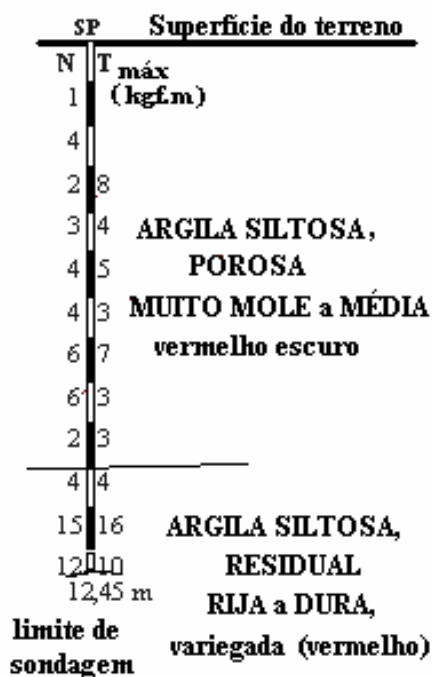


Figura 1. Perfil típico do subsolo do CEEG/Uel.

Material e métodos

Para as provas de carga, foram executadas no CEEG quatro estacas escavadas com trado mecânico, de comprimento unitário de 12 m (10 m de fuste embutido em solo evoluído e 2 m em solo residual) e diâmetro de 0,30 m. Para a confecção dos fustes, utilizou-se concreto de resistência característica à compressão de 15 MPa.

A armadura das estacas se constituiu de barras longitudinais de 16 mm (oito barras em cada estaca) armadas com estribos quadrados de 6,3 mm (um estribo a cada 10 cm), além de uma barra Dywidag (aço de ST85/105) centrada em cada estaca, com 6m de comprimento e 32 mm de diâmetro. A Figura 2

apresenta, esquematicamente, a locação dos dois pares de estacas ensaiados.

O sistema de aplicação de carga utilizado proposto por Miguel (1996) foi composto basicamente por uma célula de carga vazada, com capacidade nominal máxima de 200 kN, um indicador de deformações, um macaco hidráulico manual vazado com capacidade máxima de 500 kN, duas rótulas de aço vazadas, perfis metálicos, uma barra de aço Dywidag ST 85/105 com 32 mm de diâmetro e dois extensômetros mecânicos com sensibilidade de 0,01 mm e curso total de 50 mm.



Figura 2. Locação dos dois pares de estacas ensaiadas

Em cada prova de carga, os equipamentos acima mencionados foram distribuídos entre as duas estacas de interesse, a serem ensaiadas simultaneamente, sendo os mesmos apoiados no solo, conforme ilustra a Figura 3.

Uma barra de aço transpassava os equipamentos básicos de aplicação de carga, com as extremidades adequadamente conectadas nos fustes das estacas, permitindo liberdade ao deslocamento horizontal. Esta barra sempre foi utilizada objetivando a estabilidade do conjunto de aplicação de carga.

Os deslocamentos horizontais de cada estaca foram observados com a utilização de dois extensômetros analógicos, devidamente instalados em vigas de referência, fixados com auxílio de bases magnéticas, em conformidade com o esquema da Figura 3.

As provas de carga horizontal foram executadas nos dois pares de estacas escavadas com trado mecânico, sendo o espaçamento, face a face dos fustes do mesmo par de estacas, de 2,53 m. Em cada par de estacas, realizou-se, primeiramente, uma prova de carga sem inundação do solo (condição de umidade natural) e, após pré-inundação do solo por 48 h, uma nova prova de carga. O processo de inundação do solo, em cada estaca, foi efetuado através de uma cava na superfície do terreno. Optou-se pela pré-inundação, adotando uma sugestão de Cintra (1998).

As provas de carga horizontal realizadas foram do tipo rápido, de acordo com o NBR 12131, utilizando-se o tempo de incremento de carga de 15 min (Fellenius, 1975). A leitura do deslocamento, ao

nível de instalação dos extensômetros, referente a cada estágio de carga, foi realizada nos tempos de zero, 1, 2, 3, 6, 9, 12 e 15 min.

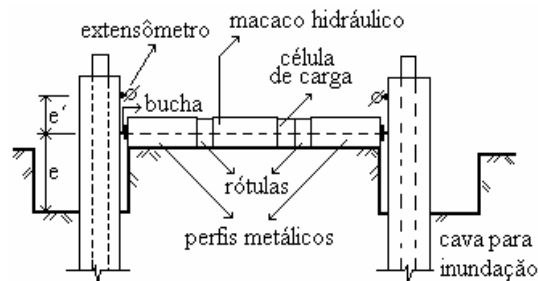


Figura 3. Esquema de aplicação da carga

De modo a não comprometer o comportamento estrutural das estacas no reensaio, as provas de carga, sem a inundação do solo, foram conduzidas com acompanhamento da curva carga versus deslocamento horizontal em campo, de modo a não permitir deslocamentos excessivos.

Os ensaios com pré-inundação do solo por 48 h procederam-se até se atingir um deslocamento mínimo de 25 mm e no máximo de 50 mm, sendo este último correspondente ao fundo de escala dos extensômetros instalados.

Resultados e discussão

A Tabela 1 apresenta a nomenclatura das quatro provas de carga realizadas, bem como os valores máximos de carga horizontal aplicada e de deslocamento horizontal, observados em cada estaca dos pares ensaiados.

Tabela 1. Características das provas de carga horizontal

Prova de carga	Pré-inundação	Estacas	$H_{\max}$ (kN)	$y_{t,\max}$ (mm)
1PC	Sem	E1S	25,0	16,26
		E1E		15,48
2PC	Com	E1S	27,0	35,72
		E1E		26,54
3PC	Sem	E2W	33,0	35,77
		E2S		26,56
4EPC	Com	E2W	27,0	48,59
		E2S		28,41

As curvas carga (H) versus deslocamento horizontal (y_t) estão apresentadas nas Figuras 4 e 5. As duas figuras apresentam os resultados das provas de carga sem inundação e os das provas de carga com pré-inundação para as estacas E1S, E1E, E2W e E2S.

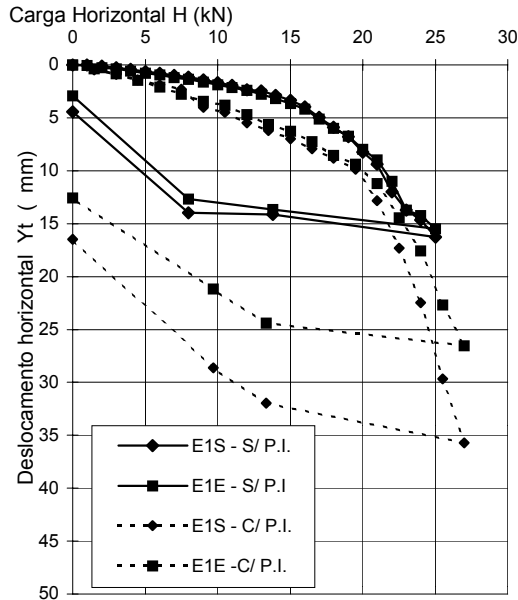


Figura 4. Curva carga *versus* deslocamento horizontal. Prova de carga sem inundação (S/P.I.) e reensaio com pré-inundação (C/P.I.), para o par de estacas E1S e E1E

Alizadeh e Davisson (1970) apresentaram os resultados de prova de carga horizontal, através de curvas (n_h) *versus* deslocamento horizontal ao nível da superfície do terreno (y_o). Nesse caso, (y_o) pode ser estimado através das expressões matemáticas de Matlock e Reese (1961), cujo desenvolvimento matemático foi discutido por Miguel e Cintra (1996), sendo em forma de resumo apresentado a seguir:

$$y_o = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{EI} \quad (1)$$

$$T = 5 \sqrt{\frac{EI}{n_h}} \quad (2)$$

onde, com relação à estaca, (E) é o módulo de elasticidade, (I) é o momento de inércia da seção transversal e (T), a rigidez estaca-solo.

Substituindo (2) na equação (1) e isolando o valor de (n_h), resulta:

$$n_h = \frac{4,42 \cdot (H)^{5/3}}{(y_o)^{5/3} \cdot (EI)^{2/3}} \quad (3)$$

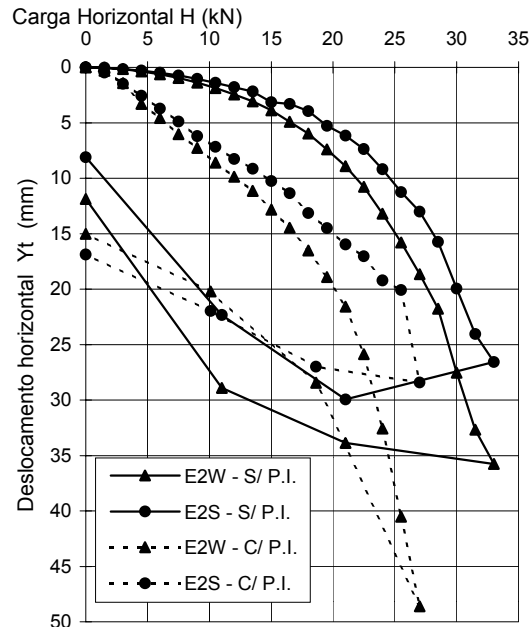


Figura 5. Curva carga *versus* deslocamento horizontal. Prova de carga sem inundação (S/P.I.) e reensaio com pré-inundação (C/P.I.) para o par de estacas E2W e E2S

No caso de atuação conjunta de carga horizontal e de momento fletor, são empregadas para o cálculo do deslocamento horizontal (y_o) e rotação (S_o), a serem observados junto à superfície do terreno, as equações de Matlock e Reese (1961):

$$y_o = 2,435 \cdot H \cdot \frac{T^3}{EI} + 1,623 \cdot M \cdot \frac{T^2}{EI} \quad (4)$$

$$S_o = -1,623 \cdot H \cdot \frac{T^2}{EI} - 1,750 \cdot M \cdot \frac{T}{EI} \quad (5)$$

Para o caso em que a carga horizontal (H) é aplicada no topo da estaca, a uma distância vertical (e) acima da superfície do terreno, com leitura do deslocamento horizontal (y_t), neste mesmo nível de aplicação da carga, o deslocamento (y_o) ao nível da superfície do terreno, pode ser calculado pelas expressões de Cintra (1981) e Kocsis (1971), isto é, conforme as expressões 4 a 8 e ilustração da Figura 6, sendo o momento ($M=H \cdot e$):

$$y_t = y_o + y_1 + y_2 \quad (6)$$

$$y_1 = -S_o \cdot e \quad (7)$$

$$y_2 = \frac{H \cdot e^3}{3 \cdot EI} \quad (8)$$

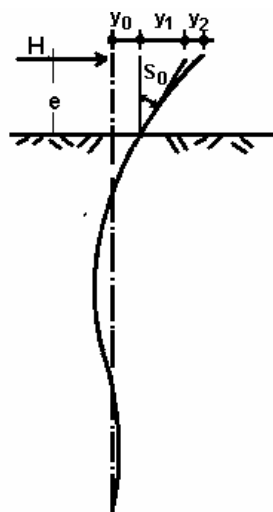


Figura 6. Decomposição do Deslocamento (y_t) (Kocsis, 1971)

Mas, no caso deste trabalho, a altura (e) é representada pela distância entre o fundo da cava, aberta e utilizada na inundação, e o ponto de aplicação da carga horizontal. Então, (y_0) passa a ser o deslocamento horizontal da estaca no nível do fundo da cava. Além disso, os extensômetros para a leitura do deslocamento horizontal (y_t) foram instalados a uma distância vertical (e') acima do ponto de aplicação da carga horizontal, conforme ilustra a Figura 7.

É necessário, portanto, acrescentar uma nova parcela (y_3) à composição do valor de (y_t), dada pela inclinação do eixo da estaca na altura do ponto de aplicação da carga horizontal, que é igual à ($\tan \alpha$), multiplicada pela excentricidade (e'), sendo os valores de (e') apresentados na Tabela 2:

$$y_3 = \tan \alpha \cdot e' = \left(\frac{H \cdot (e)^2}{2 \cdot EI} + S_0 \right) \cdot e' \quad (9)$$

$$y_t = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (10)$$

Tabela 2. Distância (e') e rigidez à flexão (EI) das estacas

Prova de carga	Estacas	e' (cm)	e (cm)	EI (kN.cm ²)
1PC	E1S	12	15	79.522.000
	E1E	12	15	79.522.000
2PC	E1S	12	15	79.522.000
	E1E	12	15	79.522.000
3PC	E2W	13	12	79.522.000
	E2S	13	12	79.522.000
4PC	E2W	13	12	79.522.000
	E2S	13	12	79.522.000

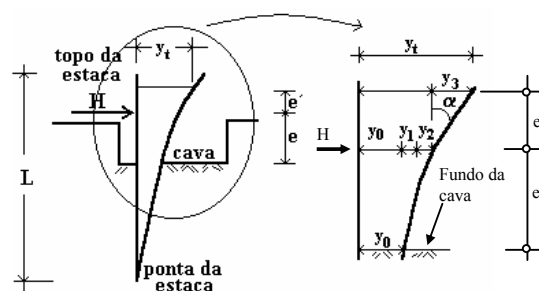


Figura 7. Decomposição do deslocamento y_t (apud Miguel e Cintra, 1996)

Quanto ao valor de (EI), este foi considerado constante, ou seja, não variando com a fissuração do concreto. O valor do Módulo de Elasticidade do concreto (E), adotado para estas estacas escavadas com trado mecânico, foi o de 20.000 MPa. O Momento de Inércia à Flexão (I) foi calculado pelas formulações correntes considerando a seção transversal circular das estacas.

Cintra (1981) calcula o valor de (T) por tentativas, obtendo-se, em seguida, o par (n_h ; y_0) para cada estágio da prova de carga.

Portanto, neste trabalho, utilizando as equações 4 a 10, determina-se (T), por tentativa, de modo a satisfazer a igualdade com o deslocamento (y_t), medido em cada estágio das provas de carga. Na sequência, tem-se (n_h) determinado através da equação (2), e (y_0) através da equação (4). Pode-se, então, construir a curva (n_h) versus (y_0) para todas as provas de carga. Estas curvas são representadas nas Figuras 8 e 9.

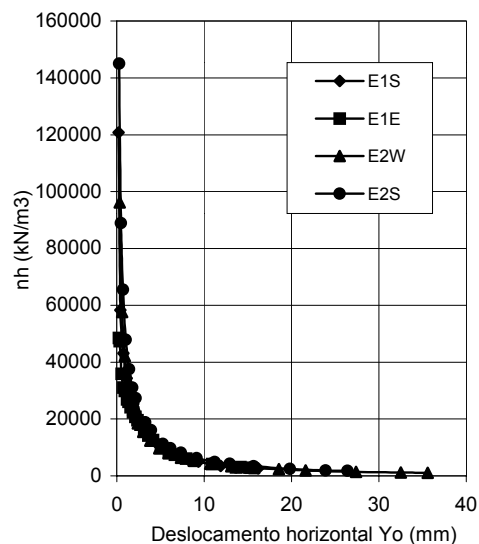


Figura 8. Curva (n_h) versus deslocamento horizontal na superfície do terreno (y_0). Provas de carga na condição sem inundação do solo

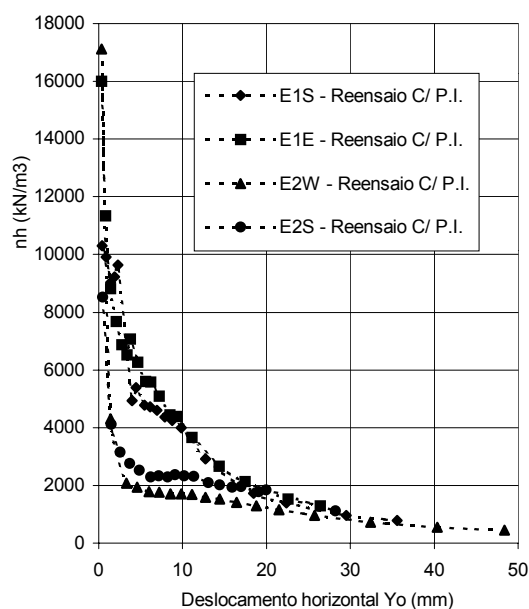


Figura 9. Curva (n_h) versus deslocamento horizontal na superfície do terreno (y_o). Provas de carga com pré-inundação por 48 horas

Cargas de ruptura e de colapso

A carga horizontal de ruptura das estacas foi estimada pelo método de Van der Veen (1953). A Tabela 3 apresenta os valores da carga de ruptura obtidos para cada estaca dos pares ensaiados na condição sem inundação do solo.

Tabela 3. Carga de ruptura (provas de carga na condição de sem pré-inundação)

Prova de carga	Estaca	Carga de ruptura (kN)
1PC	E1S	27,0
	E1E	27,0
3PC	E2W	34,5
	E2S	34,5

Os deslocamentos horizontais obtidos nas provas de carga com pré-inundação do solo foram pronunciados, se comparados com aqueles obtidos nas provas de carga sem inundação; sendo esta condição característica de colapso.

A Tabela 4 apresenta os valores obtidos para a carga referente ao colapso. A redução na capacidade de carga horizontal, por influência da colapsibilidade do terreno, está quantificada na Tabela 5.

Observando as curvas (H) versus (y_e) apresentadas nas Figuras 4 e 5, nota-se que no solo previamente inundado os deslocamentos são maiores desde os primeiros níveis de carregamento, comparativamente ao ensaio com solo sem inundação. Isso ocorre devido, provavelmente, à

diminuição da tensão de sucção no solo inundado, o que implica um aumento da deformabilidade.

Tabela 4. Carga de colapso (provas de carga na condição de pré-inundação)

Prova de carga	Estaca	Carga de colapso (kN)
2PC	E1S	19,0
	E1E	19,0
4PC	E2W	21,0
	E2S	26,0

Tabela 5. Redução da capacidade de carga causada pela pré-inundação do solo

Prova de carga	Estaca	Redução de carga (%)
1PC e 2PC	E1S	29,6
	E1E	29,6
3PC e 4PC	E2W	39,1
	E2S	24,6

Carga admissível

A Tabela 6 apresenta os valores médios de carga admissível obtidos utilizando fatores de segurança propostos por Cintra (1998), isto é, 2 para a carga de ruptura (condição de sem inundação) e 1,5 para a carga de colapso (condição de pré-inundação).

Tabela 6. Carga admissível horizontal (kN)

Carga admissível horizontal (kN)	
Sem pré-inundação (umidade natural)	Com pré-inundação
15,5	15,0

A Tabela 7 apresenta os deslocamentos horizontais medidos nas estacas referentes à carga admissível. Pelo fato de essas estacas reensaiadas na condição com pré-inundação terem tido maiores deslocamentos, quantificou-se esse aumento através dos valores apresentados na Tabela 8. Esse aumento nos deslocamentos é proveniente tanto do efeito do recarregamento quanto da influência da pré-inundação.

Tabela 7. Deslocamentos horizontais relativos à carga admissível

Prova de carga	Pré-inundação	Estaca	y_t (mm)
1PC	Sem	E1S	3,64
		E1E	3,90
2PC	Com	E1S	6,99
		E1E	6,26
3PC	Sem	E2W	4,22
		E2S	3,20
4PC	Com	E2W	12,82
		E2S	10,26

Tabela 8. Aumento dos deslocamentos horizontais (y_e) correspondentes à carga admissível

Prova de carga	Estaca	Aumento de (y_e) em %
1PC e 2PC	E1S	92
	E1E	61

3PC e 4PC	E2W	200
	E2S	220

Valores de (n_h)

As curvas (n_h) *versus* (y_o) apresentadas nas Figuras 8 e 9 ilustram a diminuição de (n_h) , à medida que (y_o) aumenta, tendendo a um valor assintótico, o que é coerente com a constatação de Alizadeh e Davisson (1970). Como fizeram esses autores, foi definido um intervalo de (y_o) para adoção do valor de (n_h) .

Optou-se pelos mesmos intervalos escolhidos por Miguel e Cintra (1996), para os ensaios realizados sem inundação do solo (y_o de 6 a 12 mm) e para os ensaios com pré-inundação (y_o de 12 a 18 mm), embora Jardim e Cunha (1998) sugiram que os valores de (n_h) devam ser obtidos para os deslocamentos referentes à carga admissível. Já Alizadeh e Davisson (1970) adotaram o intervalo de 6,35 mm a 12,70 mm e Cintra (1981) de 4 mm a 8 mm para o solo sem inundação.

Considerando esses intervalos, os valores médios de (n_h) , para as duas condições de ensaios (sem e com pré-inundação), são apresentados na Tabela 9. A inundação do solo acarreta uma redução de 69 %, em média, no valor de (n_h) .

Tabela 9. Valores de (n_h) em kN/m³

Prova de carga	Sem pré-inundação (Umidade natural)	Com pré-inundação
1PC, 2PC, 3PC e 4PC	6800	2100

Esses valores encontrados de (n_h) são compatíveis com aqueles sugeridos por Terzaghi (1955), Davisson (1970) e U.S Navy (1962), que não consideram o tipo de estaca, e com aqueles obtidos por Miguel e Cintra (1996) para estacas tipo Raiz, e por Miguel (1996) para estacas do tipo Strauss.

Entretanto, esses mesmos valores de (n_h) se apresentam superiores aos de Fanton (1982) para estacas metálicas, na mesma ordem de grandeza do valor de Remy *et al.* (1979) para tubulões e bem inferiores aos de Cintra (1981) para estacas Franki, e aos de Alonso (1986) para estacas Franki e escavadas.

Considerando os valores de (n_h) referentes aos deslocamentos à superfície, obtidos na carga admissível, para o solo sem e com pré-inundação, observou-se que são cerca de 55 % e 64 %, respectivamente, menores do que os obtidos por Jardim e Cunha (1998) em estacas escavadas com trado mecânico em solo argiloso colapsível de Brasília/DF.

Comprimento de engastamento das estacas

As estacas carregadas horizontalmente podem ser classificadas em função do comprimento relativo (L/T), de acordo com Davisson (1970) e outros autores, como indicado na Tabela 10, onde (L) é o comprimento da estaca e (T) a rigidez estaca-solo.

Tabela 10. Classificação das estacas (Davisson, 1970)

Classificação	L/T
Estaca Flexível	$L/T > 4$
Estaca Intermediária	$2 < L/T < 4$
Estaca Rígida	$L/T < 2$

Considerando os valores de (EI) e (n_h) , para a condição de sem inundação e com pré-inundação, apresentados nas Tabelas 2 e 9, respectivamente, tem-se o intervalo: $9 < (L/T) < 12$ que classifica as estacas utilizadas neste trabalho como flexíveis. Em função desta classificação, utilizou-se o mesmo procedimento de Miguel e Cintra (1996) a fim de constatar a espessura da camada superficial do solo que tem influência no comportamento das estacas carregadas horizontalmente.

O método de Davisson e Robinson (1965) foi novamente utilizado para determinação do comprimento de engastamento (L_f), determinado a partir da superfície do terreno. Do mesmo modo, para cada valor de (n_h) adotado, determinou-se o adimensional (J_T) e, do gráfico proposto pelos autores, encontrou-se o outro adimensional (G_T), sendo esses adimensionais definidos como:

$$J_T = \frac{e}{T} \quad G_T = \frac{L_f}{T} \quad (11)$$

onde

L_f - comprimento de engastamento;

T - rigidez estaca-solo;

e - excentricidade entre a aplicação da carga horizontal e a superfície do terreno.

O valor de (L_f) é apresentado na Tabela 11, juntamente com os valores de (J_T), (G_T), para as condições de umidade natural e de inundação do solo. Observando-se os valores do comprimento de engastamento (L_f), bem inferiores a 10 m, confirma-se que o comportamento das estacas escavadas com trado mecânico ensaiadas neste trabalho é governado exclusivamente pela camada superficial de espessura de 10 m, não havendo nenhuma influência da segunda camada.

Tabela 11. Valores dos adimensionais (J_T) e (G_T) e do comprimento de engastamento (L_f). Davisson e Robinson (1965)

Sem pré-inundação (Umidade Natural)	Com pré-inundação
--	-------------------

J_T	G_T	L_T (m)	J_T	G_T	L_T (m)
0,13	1,92	2,03	0,10	1,93	2,60

Utilizando-se a mesma verificação de Miguel e Cintra (1996), são apresentadas as curvas (T) *versus* (y_o) e (L_T) *versus* (y_o), nas Figuras 10 e 11, para as estacas na condição de pré-inundação. Observa-se que, à medida que os valores de (y_o) aumentam, os valores da rigidez estaca-solo (T) e do comprimento de engastamento (L_T) também aumentam. Os valores máximos (L_T) estimados não ultrapassam a espessura da camada superficial de 10 m.

Considerações gerais

Os valores médios de carga de ruptura, determinados pelo método de Van der Veen (1953), através das provas de carga realizadas na condição sem inundação do solo, com referência às estacas escavadas com trado mecânico, são de 30,8 kN.

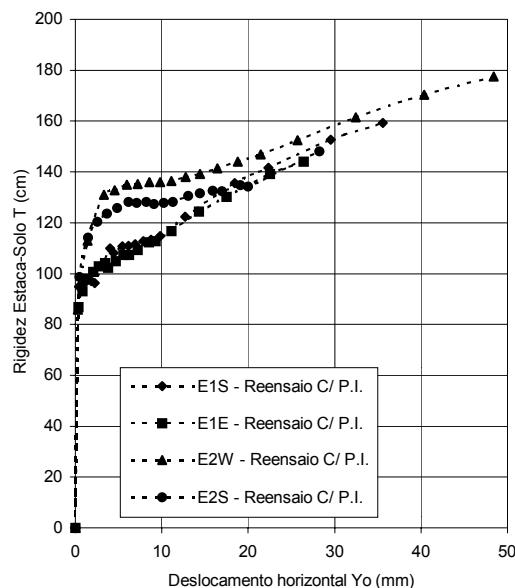


Figura 10. Curva (T) *versus* deslocamento horizontal na superfície (y_o). Provas de carga na condição de pré-inundação

As curvas carga horizontal *versus* deslocamento horizontal encontradas nas provas de carga, realizadas na condição de pré-inundação do solo por 48 horas, apresentaram maiores deslocamentos. Os valores obtidos de carga de colapso nas estacas escavadas com trado mecânico foram, em média, 21,3 kN. A redução na capacidade de carga horizontal das estacas escavadas ensaiadas, em função da colapsibilidade do solo, foi de 30,8%.

A carga admissível horizontal, obtida com fator de segurança igual a 2,0 (dois), nas provas de carga na condição sem pré-inundação, isto é, na umidade

natural, foi de 15,5 kN. A carga admissível horizontal, na condição de pré-inundação, considerando um fator de segurança igual a 1,5, foi de 15 kN.

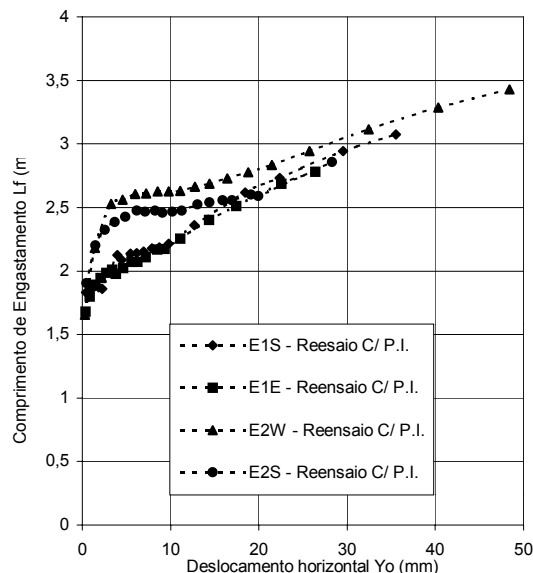


Figura 11. Curva (L_T) *versus* deslocamento horizontal na superfície (y_o). Provas de carga na condição de pré-inundação

Adotando-se o valor de (n_h), referente ao intervalo de deslocamento horizontal de 6 a 12 mm, para a condição não inundada, e de 12 a 18 mm para a condição inundada, determinou-se o valor médio de (n_h) para as provas de carga nas duas condições. No caso das estacas reensaçadas, foram obtidos os seguintes valores de (n_h), respectivamente para a condição de sem e com pré-inundação: 6800 e 2100 kN/m³. Nota-se que a colapsibilidade do solo é fortemente evidenciada pela redução média de 69 % no valor de (n_h) quando o solo é inundado.

Os valores de (n_h) obtidos para as estacas ensaiadas se situaram dentro da faixa dos valores sugeridos por Terzaghi (1955), Davisson (1970), U.S. Navy (1962), que não consideram o tipo de fundação, e com aqueles obtidos por Miguel e Cintra (1996) para estacas tipo Raiz e por Miguel (1996) para estacas do tipo Strauss.

Porém, foram superiores aos encontrados por Fanton (1982), para estacas metálicas, mas da mesma ordem de grandeza dos encontrados por Remy *et al.* (1979), para tubulões, e bem inferiores aos obtidos por Cintra (1982), para estacas Franki, e aos de Alonso (1986), para estacas Franki e escavadas.

Comparando os valores de (n_h) referentes aos deslocamentos na carga admissível, para as condições

sem e com pré-inundação, com aqueles obtidos, respectivamente, por Jardim e Cunha (1998), em estacas escavadas com trado mecânico em solo argiloso colapsível de Brasília/DF, nota-se que são menores cerca de 55 % e 64 %, respectivamente.

Agradecimentos

Geofix, Dywidag, Constroeste, Plaenge, Basestac, Engemix, Belgo-Dedini, Construtora Construblok Ltda, Monfer Ferramentas, Montasa Engenharia Indústria e Comércio Ltda, Pedro Cândido de Souza (laboratorista/UEL), Prefeitura do Campus Universitário, Laboratório de Materiais/UEL e Laboratório de Topografia do Departamento de Geociências/UEL.

Referências

- ALIZADEH, M.; DAVISSON, M. T. Lateral loaded tests on piles-Arkansas River Project. *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Reston, v.96, n. SM5, p. 1583-1604, 1970.
- ALONSO, U. R. Recomendação para realização de prova de carga horizontal em estacas de concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1986, Porto Alegre. *Anais...* São Paulo: ABMS, 1986. v.7, p.261-276.
- BRANCO, C. J. M. C. *et al.* Implantação do campo experimental de engenharia geotécnica no campus da UEL. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. *Anais...* São Paulo: ABMS, 1998, v.2, p.1015-1022.
- CINTRA, J. C. A. *Uma análise de provas de carga lateral em estacas e comparação com os métodos da teoria de reação horizontal do solo.* 1981. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos-USP, São Carlos, 1981.
- CINTRA, J. C. A. Fundações em solos colapsíveis. São Carlos: *Projeto Reenge/* Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.
- DAVISSON, M. T. Lateral load capacity of piles. *Highway Research Record*, Pile Foundations, Washington, D.C., National Research Council, n.333, p.104-112, 1970.
- DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. Bending and buckling of partially embedded piles. In: CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERS, 6., 1965, Montreal. *Proceeding...* ISSMFE, 1965. v. 2, p. 243-246.
- FANTON, J. V. Correlação entre as tensões resultantes de ensaios triaxiais e de provas de carga horizontal em estacas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda/Recife. *Anais...* São Paulo: ABMS, 1982. v.2, p. 190-207.
- FELLENIOUS, B.H. Tests load piles and new proof testing procedure. *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, Reston, v.101, n. 9, p. 855, 1975.
- KOCSIS, P. Discussion of lateral load tests on piles - Arkansas River Project. *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Reston, v. 97, n. SM6, p. 932-935, 1971.
- JARDIM, N. A.; CUNHA, R. P. Cálculo do coeficiente de reação horizontal da argila porosa de Brasília por retroanálise de provas de carga. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 9, 1998, Brasília. *Anais...* São Paulo: ABMS, 1998. v. 3, p.1631-1638.
- LOPES, F. F. *et al.* Avaliação do potencial colapsível da camada superficial porosa da região de Londrina. In: ENCONTRO ANUAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA, 9, 2000, Londrina. *Anais...* Londrina: Universidade Estadual de Londrina, 2000. v. 1. p.419-420.
- MATLOCK, H.; REESE, L. C. Foundation analysis of offshore pile supported structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERS, 5, 1961. Paris. *Proceeding...* ISSMFE, 1961. v.2, p. 91-97.
- MIGUEL, M. G. *Execução e análise de provas de carga horizontal em estacas em solo colapsível.* 1996. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.
- MIGUEL, M. G.; CINTRA, J. C.A. Provas de carga horizontal em estacas do tipo Raiz em solo colapsível. *Solos e Rochas*, São Paulo, n. 19, v. 3, p. 217-229, 1996.
- MORIMOTO, S. Parâmetros geotécnicos de solos de Londrina. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1982, Olinda/Recife. *Anais...* São Paulo, ABMS, 1982.
- RÉMY, J. P. *et al.* Determinação do módulo de reação horizontal a partir de provas de carga horizontal em tubulões de 1.80 m de diâmetro e sua aplicação no projeto dos piers do Porto de Sepetiba. *Solos e Rochas*, São Paulo, v. 2, n.1, p. 5-24, 1979.
- TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotech. Inst. Civ. Eng.*, London, v.5, n. 4, p.297-326, 1955.
- U. S. NAVY. *Design manual: soil mechanics, foundations and earth structures.* 2. ed. Washington: NAVFAC DM-7, 1971.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERS, 3, Zurich, 1953. *Proceeding...* ISSMFE, 1953. v.2, p.84-90.
- VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Zurich.. *Proceeding...* ISSMFE, 1953.

Received on September 25, 2001.

Accepted on November 05, 2001.