

# CARGA DE RUPTURA DE ESTACAS DE PEQUENO PORTE ESCAVADAS COM TRADO MANUAL EM SOLOS TROPICAIS COLAPSÍVEIS

Failure load of small diameter piles excavated with manual auger in a tropical collapsible soil

Amanda Regina Foggiano Christoni<sup>a</sup>, Raquel Souza Teixeira<sup>a</sup>, Carlos José Marques da Costa Branco<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Departamento de Construção Civil, Universidade Estadual de Londrina, Brasil.

**RESUMO** – O objetivo deste trabalho é analisar a carga de ruptura de seis estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, de 3 m e 6 m de comprimento, executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina. As cargas de ruptura foram determinadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996). As estacas foram submetidas a ensaios de prova de carga estática com carregamento misto sem inundação e reensaiadas com pré-inundação por 48 h para a verificação do efeito do colapso no solo tropical de Londrina-PR. A partir das curvas carga versus recalque obtidas das provas de carga foram determinadas as cargas de ruptura das estacas pelos critérios de ruptura de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e da NBR 6122 (ABNT, 2010). Os resultados das provas de carga mostraram que os métodos semi-empíricos são de maneira geral conservadores em relação aos critérios de ruptura e que o método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) apresentou valores mais próximos aos obtidos em campo. A perda da carga de ruptura das estacas no solo do CEEG após a inundação foi confirmada por efeito do colapso e as curvas apresentaram formato de ruptura nítida com predominância de resistência lateral.

**SYNOPSIS** – The purpose of this paper is to analyze the failure load of six piles with 3 m and 6 m long excavated with manual auger of 25 cm diameter in the “Experimental Field of Geotechnical Engineering” (CEEG) of the State University of Londrina. The rupture loads were determined by the semi-empirical methods Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), modified by Décourt (1996), Ranzini (1988), modified by Peixoto (2001), and Alonso (1996). The piles were subjected to static loading tests using mixed loading without flood and retested with previous flood by 48 h to verify the collapse effect in the tropical soil from Londrina-PR. From the load-settlement curves obtained in the static loading tests, the failure load of the piles was determined using the Van der Veen (1953) modified by Aoki (1976) and the NBR 6122 (ABNT, 2010) methods. The results from the static loading tests showed that the semi-empirical methods are in general conservative in comparison to the failure criteria and that the Ranzini (1988) modified by Peixoto (2001) method presented the values closer to those obtained in the field. The loss of rupture load of piles in the soil of the CEEG soil after flooding was confirmed by the effect of the collapse and the curves showed sharp rupture pattern with predominance of lateral resistance.

**Palavras Chave** – Prova de carga, métodos semi-empíricos, estacas escavadas, solos colapsíveis, carga de ruptura.

**Keywords** – Load test, semi-empirical methods, bored piles, collapsible soils, failure load.

---

E-mails: amandachristoni@gmail.com (A. Christoni), raquel@uel.br (R. Teixeira), costabranco@uel.br (C. Branco)

## 1 – INTRODUÇÃO E OBJETIVO

O estrato superficial do solo de Londrina-PR, objeto de estudo deste trabalho, é caracterizado como colapsível, apresentando uma rápida variação de volume quando submetido a um aumento de umidade sob um carregamento constante. Ao sofrer o colapso, as fundações inseridas nesta camada de solo tendem a ficar comprometidas, podendo sofrer recalques diferenciais que se refletem na estrutura, prejudicando-a por consequência.

Para se evitar problemas oriundos das fundações, costuma-se realizar uma campanha investigativa no solo com ensaios de campo, como o SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*), associados aos ensaios de laboratório. A campanha auxilia no reconhecimento do perfil uma vez que os ensaios fornecem parâmetros que descrevem o comportamento do solo no qual a fundação será executada.

A partir da descrição do perfil, o projetista pode escolher a fundação adequada e, então, dimensioná-la para suportar as solicitações provenientes da edificação. O dimensionamento é realizado a partir da carga de ruptura do elemento de fundação, que pode ser estimada por métodos teóricos ou semi-empíricos; ou também determinada por provas de carga.

Nos casos em que não é possível a realização da prova de carga, opta-se por obter a carga de ruptura através de um método de dimensionamento que seja compatível com as características da fundação e do solo em questão. Como cada solo possui suas particularidades e os métodos de dimensionamento não são universais, deve-se, portanto, aplicá-los com as devidas adaptações impostas para cada tipo de solo e tipo de fundação.

Diante desse contexto, pretende-se avaliar as cargas de ruptura de estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e fustes de 3 m e 6 m de comprimento, obtidas através dos diferentes métodos semi-empíricos e critérios de ruptura analisados.

Para a estimativa da carga de ruptura, foram utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996).

As estacas foram submetidas a provas de carga estática, segundo especificações da NBR 12131 (ABNT, 2006) – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio. Os ensaios ocorreram sem inundação e os reensaio com pré-inundação por 48h para a verificação do efeito do colapso no solo tropical de Londrina-PR.

Através das curvas carga *versus* recalque foram determinadas as cargas de ruptura pelos critérios de ruptura de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e NBR 6122 (ABNT, 2010) - Projeto e Execução de Fundações; e também a ruptura nítida, nos casos em que esta seja atingida na prova de carga.

Os valores de carga de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos foram então comparados entre si e em seguida foram comparados com os determinados pelos critérios de ruptura e com a ruptura nítida, de modo a verificar a aplicabilidade destes no solo de Londrina-PR.

## 2 – SOLOS TROPICAIS E COLAPSÍVEIS

Os solos tropicais são formados por processos pedogenéticos típicos de regiões tropicais úmidas, ou seja, locais sob intensas chuvas e altas temperaturas. Tais solos sofrem acentuada intemperização ao longo da sua formação e por esta razão são mais desenvolvidos. Dentre os solos tropicais destacam-se os lateríticos, que ocupam a parte superficial do estrato do maciço e que cobrem grande parte do Brasil, inclusive a região em que se localiza a cidade de Londrina-PR (Nogami e Villibor, 1995).

Sob efeito do intenso intemperismo, estes solos sofrem o processo pedológico da laterização, que resulta na formação de solos espessos, ricos em argilominerais 1:1 e oxi-hidróxidos de ferro e

alumínio, com coloração amarelada ou avermelhada (Fasolo *et al.*, 1986, Toledo *et al.*, 2000 e Nogami e Villibor, 1995).

Além disso, estes solos geralmente encontram-se na forma não saturada, apresentam elevado índice de vazios, granulometria predominantemente argilosa ou arenosa e possuem estrutura porosa, o que contribui para o fenômeno do colapso (Vargas, 1993).

Este fenômeno ocorre sob tensões totais constantes e na maioria das vezes o solo se deforma pela ação do próprio peso da camada, podendo em outros casos, estar associado a uma sobrecarga. O colapso da estrutura resulta em recalques bruscos e de grandes proporções devido à diminuição do índice de vazios pelo aumento do grau de saturação. Nas fundações, o efeito do colapso pode comprometer a estrutura das edificações e ocasionar, por exemplo, trincas e rachaduras (Cintra, 1998; Teixeira *et al.*, 2004; Gutierrez *et al.*, 2009).

As primeiras constatações dos solos colapsíveis no Brasil foram em São Paulo por volta de 1940. Também foram encontrados registros em Minas Gerais, Distrito Federal, Pernambuco, Ceará e no Paraná. Em 1946, na investigação geotécnica de um terreno em Londrina, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) identificou a colapsibilidade potencial desse estrato superficial (Clemence e Finbarr, 1981; Vilar *et al.*, 1981; Costa, 1986; Vargas, 1993; Cardoso *et al.*, 1998).

Teixeira *et al.* (2004) fizeram um estudo do solo da camada superficial de Londrina-PR a partir de ensaios edométricos realizados em amostras indeformadas coletadas das profundidades 1 m a 7 m no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina e comprovaram o comportamento colapsível; os resultados serão mostrados na Seção 6.2.

### 3 – ESTACAS ESCAVADAS COM TRADO MANUAL

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), as estacas do tipo escavadas podem ser executadas com trado manual ou mecânico. O trado tem formato helicoidal e a perfuração é realizada com o acoplamento de hastes até a profundidade desejada. Quando a estaca é escavada sem fluido estabilizante, o nível do lençol freático é o limite de profundidade da escavação.

Estas estacas são moldadas *in loco* por meio da concretagem do furo sem o uso de revestimento, que deve ser feita no mesmo dia da perfuração, sendo recomendado o uso de vibrador de imersão nos dois metros superiores.

A colocação da armadura é realizada imediatamente após a concretagem do furo nas estacas não sujeitas a tração ou flexão e antes da concretagem nas estacas submetidas a esforços de tração, horizontais ou momentos (NBR 6122, ABNT, 2010).

Este tipo de fundação na região de Londrina-PR é mais utilizado em obras de pequeno e médio porte em função da facilidade da sua execução, sendo diversas vezes dimensionadas sem o uso de uma investigação de solo (Fernal *et al.*, 2003).

Além disso, estas estacas geralmente são executadas em pequenas profundidades, ficando totalmente embutidas na camada superficial. Para tanto, deve-se tomar as devidas precauções com relação ao efeito do colapso no seu dimensionamento, uma vez que estacas de pequeno porte apoiadas em solos colapsíveis tendem a perder 50 % da sua carga admissível em relação à que teria quando apoiadas sobre outros solos (Cintra, 1998).

Diversos estudos foram desenvolvidos com estacas escavadas com trado manual executadas com concreto e também com solo-cimento no solo de Londrina-PR, na qual foram avaliadas a sua carga de ruptura e seu comportamento rígido-plástico através da curva carga *versus* recalque quando embutidas na camada superficial colapsível. Entre eles destacam-se Fernal *et al.*, 2003, Gonçalves *et al.*, 2003 e Miguel *et al.*, 2003.

## 4 – DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA ATRAVÉS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

A carga de ruptura é definida segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) como o valor da carga aplicada ao elemento de fundação que provoca o deslocamento comprometendo a segurança e/ou desempenho da estrutura.

Em fundações profundas, a carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de resistência lateral e de ponta. Porém, em estacas escavadas com trado manual, costuma-se desconsiderar a resistência de ponta em razão do seu processo executivo, uma vez que a utilização do trado para a escavação faz com que o solo fique solto no fundo do furo, sendo necessários grandes deslocamentos para atingir a mobilização da resistência de ponta na carga de ruptura destas estacas (Branco, 2006 e Almada *et al.*, 2016).

A determinação da carga de ruptura pode ser realizada por estimativas obtidas pelos métodos teóricos, semi-empíricos ou por meio de provas de carga. Na maioria das vezes, opta-se pela utilização dos métodos semi-empíricos, uma vez que nem sempre é viável a realização das provas de carga na obra.

Tais métodos foram desenvolvidos a partir dos ensaios de campo SPT e CPT e, portanto, levam em consideração no cálculo, os parâmetros obtidos das sondagens, bem como os parâmetros e coeficientes relacionados ao tipo de solo e processo executivo da fundação e, ainda, as dimensões geométricas das fundações a serem analisadas.

Em vista disso, os parâmetros evidenciados acima interferem na avaliação do resultado da carga de ruptura e por esta razão, este trabalho incluiu o uso de comprimentos de estacas diferentes, bem como condições de umidade do solo diferentes para a análise dos resultados.

### 4.1 Métodos semi-empíricos

#### 4.1.1 Método Aoki-Velloso (1975)

A determinação da carga de ruptura pelo método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) é realizada por meio da consideração da parcela de resistência de ponta e lateral ao longo do comprimento da estaca utilizando os parâmetros do CPT:

$$R = \frac{q_c}{F_1} A_p + U \sum \left( \frac{f_s}{F_2} \Delta_L \right) \quad (1)$$

em que  $R$  é a carga de ruptura da estaca;  $q_c$  é a resistência de ponta obtido pelo CPT;  $f_s$  é a resistência lateral obtida pelo CPT;  $A_p$  é a área da ponta da estaca;  $U$  é o perímetro do fuste da estaca;  $\Delta_L$  é o comprimento da estaca;  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção que levam em consideração o efeito de escala e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

Posteriormente os autores propuseram correlações para que fosse possível a aplicação do método com o parâmetro do SPT:

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + U \sum \left( \frac{\alpha KN_L}{F_2} \Delta_L \right) \quad (2)$$

em que  $N_p$  é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;  $N_L$  é a média dos índices de resistência à penetração na camada de solo;  $\alpha$  é a razão de atrito em função do tipo de solo e  $K$  é o coeficiente em função do tipo de solo (MPa).

Para o cálculo das cargas de ruptura das estacas consideradas neste trabalho, os valores utilizados nos coeficientes foram  $\alpha = 4\%$ ,  $K = 0,22$  MPa e  $F_2 = 6$  referentes à estaca escavada em perfil de solo composto por argila-siltosa, conforme Quadros 1 e 2.

**Quadro 1** – Coeficientes  $K$  e  $\alpha$  em função do tipo de solo (Aoki-Velloso, 1975).

Solo	$K$ (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

**Quadro 2** – Valores de  $F1$  e  $F2$  para CPT mecânico (Aoki-Velloso, 1975).

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+D/0,80	2F1
Escavada	3,00	2F1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	2F1

#### 4.1.2 Método Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996)

O método semi-empírico Décourt-Quaresma (1978) foi desenvolvido para parâmetros de SPT. Em 1996, Décourt introduziu os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo da estaca e tipo de solo. A equação seguinte mostra como a carga de ruptura é obtida por este método:

$$R = \alpha CN_p A_p + \beta 10 \left( \frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (3)$$

em que  $R$  é a carga de ruptura da estaca (kN);  $C$  é o coeficiente característico do solo;  $\alpha$  é o coeficiente relativo ao tipo de solo e tipo da estaca;  $N_p$  é a média dos índices de resistência à penetração na ponta da estaca, sendo obtido pela média entre os valores correspondentes ao nível da ponta, o nível imediatamente anterior e o posterior;  $\beta$  é o coeficiente relativo ao tipo de solo e tipo da estaca;  $N_L$  é a média dos índices de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca, desconsiderando os valores utilizados no cálculo de  $N_p$  e  $L$  é o comprimento da estaca (m).

No cálculo da carga de ruptura das estacas consideradas neste trabalho o valor utilizado no coeficiente  $\beta$  foi de 0,80 referente à estaca escavada em geral, conforme Quadro 3.

**Quadro 3** – Coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  para estacas (Décourt, 1996).

Tipo de solo	Escavada em geral		Escavada com lama		Hélice contínua		Raiz		Pré-moldada	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1,00	0,85	1,50	1,00	1,00
Siltes	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	1,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	1,00

#### 4.1.3 Método Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001)

O método semi-empírico de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) é calculado através do torque obtido pelo SPT considerando-se também coeficientes empíricos em função do tipo e dimensões da estaca e um fator de correção correlacionando o tipo da estaca com os respectivos torques máximos ao longo da profundidade do fuste:

$$R = \alpha CN_P A_P + F_L s_L f_L A_L \quad (4)$$

em que  $R$  é a carga de ruptura da estaca;  $F_L$  e  $s_L$  são coeficientes empíricos em função do tipo da estaca considerando a relação entre os valores de  $T_{máx}$  e  $N_{SPT}$ ;  $f_L = \frac{T_{máx}}{(40,5366h-3,1711)}$ , com  $h$  sendo a penetração do amostrador padrão de 45 cm (kgf/cm<sup>2</sup>) e  $A_L$  é a área da superfície lateral do fuste da estaca.

Segundo a modificação proposta por Peixoto (2001), a parcela relativa à resistência de ponta é calculada como no método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996).

No cálculo da carga de ruptura das estacas consideradas neste trabalho, os valores utilizados nos coeficientes foram  $F_L = 1,3$  e  $s_L = 1,4$  referentes à estaca escavada e broca, conforme Quadro 4.

**Quadro 4** – Valores dos coeficientes  $s_L$  e  $F_L$  (Peixoto, 2001).

Tipo de estaca	$s_L$	$F_L$	
		$T_{máx}/N \leq 1$	$T_{máx}/N > 1$
Pré-moldada de pequeno diâmetro	0,8	1,0	1,0
Ômega	3,0	1,0	1,0
Metálica	0,3	1,0	1,0
Injetada de pequeno diâmetro	2,0	1,0	1,0
Raiz	1,5	1,0	1,0
Strauss	0,8	1,3	0,7
Franki	0,8	0,7	0,5
Apiloadada	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

#### 4.1.4 Alonso (1996)

O método semi-empírico de Alonso (1996) foi proposto para a determinação da carga de ruptura através do uso das medidas de torque máximo e mínimo obtidas do SPT-T, segundo a equação seguinte:

$$R = \beta \frac{T_{min\ 1} + T_{min\ 2}}{2} A_p + 0,65 f_s UL \quad (5)$$

em que  $R$  é a carga de ruptura da estaca;  $\beta$  é um coeficiente em função do tipo de solo (kPa/kgf.m);  $T_{min\ 1}$  é a média aritmética dos valores de  $T_{min}$  no trecho 8 diâmetros acima da ponta da estaca (kgf.m). São considerados nulos os  $T_{min}$  acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca é menor que 8 diâmetros;  $T_{min\ 2}$  é média aritmética dos valores de  $T_{min}$  no trecho 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca, a partir da ponta da estaca (kgf.m);  $f_s = \frac{100 T_{m\acute{a}x}}{(0,42h-0,032)}$ , com  $T_{m\acute{a}x}$  obtido do ensaio e  $h$  sendo a penetração do amostrador padrão de 45 cm (kgf/cm<sup>2</sup>).

O autor recomenda que sejam adotados valores de no máximo 40 kgf.m para  $T_{min}$ .

## 5 – DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA ATRAVÉS DOS CRITÉRIOS DE RUPTURA

Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006), a prova de carga consiste em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes do topo da estaca, denominados de recalques. Com estes valores determina-se a curva carga *versus* recalque. Quando no ensaio não é possível manter a carga aplicada por conta dos recalques incessantes, o elemento de fundação se rompe e essa ruptura é tida como nítida. Neste caso a curva carga *versus* recalque é caracterizada por um formato que apresenta perda brusca de rigidez associada ao aumento do recalque para pequenos acréscimos de carregamento.

Porém, por vezes a prova de carga pode não apresentar ruptura. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), isso ocorre em duas circunstâncias: quando a capacidade de carga da estaca é superior à carga que se pretende aplicar ou quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida. Para isso faz-se necessário convencionar a carga de ruptura por meio de critérios que ajustam os pontos obtidos na prova de carga ou extrapolam a curva carga *versus* recalque.

### 5.1 Critérios de ruptura

#### 5.1.1 Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)

O critério de Van der Veen para a determinação da ruptura admite que a curva carga *versus* recalque se assemelha a uma exponencial. O valor da carga de ruptura é determinado por processo iterativo, arbitrando-se vários valores para a carga de ruptura e analisando os resultados em um gráfico semi-logarítmico, verificando qual dos valores arbitrados para a carga de ruptura conduz a uma reta no gráfico em função do recalque da estaca (Van der Veen, 1953). Em 1976, Aoki introduz o coeficiente  $b$ , retirando assim a imposição de que a curva ajustada da carga *versus* recalque passe pela origem:

$$P = R \left( 1 - e^{-(a\rho + b)} \right) \quad (6)$$

em que  $P$  é a carga aplicada;  $R$  é a interseção da assíntota vertical com os eixos das cargas, ou seja, a capacidade de carga que se deseja determinar;  $e$  é a base dos logaritmos naturais;  $a$  é um coeficiente que define a forma da curva;  $\rho$  é o recalque medido e  $b$  é o intercepto no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

### 5.1.2 NBR 6122 (ABNT, 2010)

A NBR 6122 (ABNT, 2010) propõe uma forma de se estimar uma carga de ruptura convencional, estabelecida pelo recalque limite, constituída pelas parcelas de encurtamento elástico do elemento estrutural e do diâmetro da seção transversal da estaca, segundo a equação seguinte:

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P.L}{A.E} \quad (7)$$

onde  $\rho$  é o recalque da ruptura convencional;  $D$  é o diâmetro do fuste da estaca;  $P$  é a carga de ruptura convencional;  $L$  é o comprimento da estaca;  $A$  é a área da seção transversal do fuste da estaca e  $E$  é o módulo de elasticidade do material da estaca.

## 6 – LOCAL DE ESTUDO

### 6.1 Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG)

O local de estudo deste trabalho é o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina, cujo subsolo representa o perfil típico da cidade, composto por três estratos de solo residual de basalto. O primeiro possui profundidade de 12 m de solo maduro de caráter residual laterítico, o segundo entre 12 m e 16 m de solo jovem e o último estrato de 16 m de profundidade em diante composto pelo saprolito (Branco *et al.*, 2001).

O estrato superficial do solo de Londrina-PR, interesse deste trabalho, é composto por uma argila siltosa porosa vermelha escura, com consistência variável de mole a média. Além disso, apresenta baixo grau de saturação, elevada porosidade e alta permeabilidade (Branco *et al.*, 1998; Branco *et al.*, 2001).

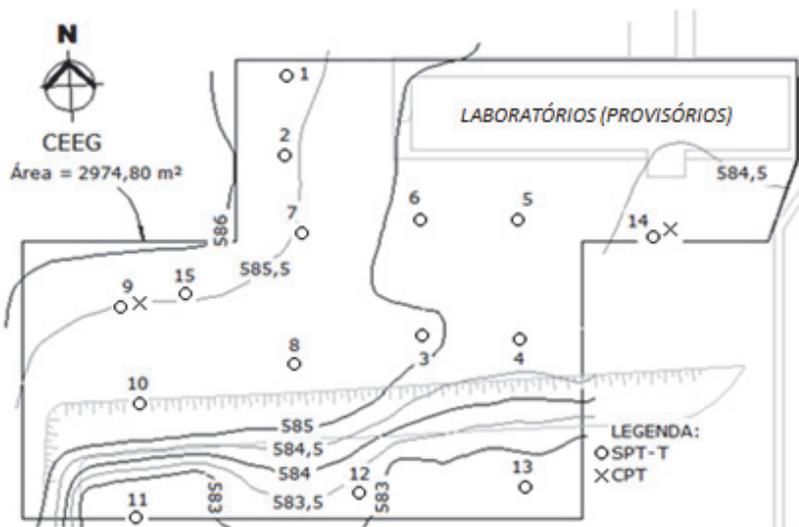
No CEEG tem sido desenvolvida uma campanha investigativa com ensaios de laboratório e campo. Já foram realizados quinze ensaios do tipo sondagem de simples reconhecimento com SPT e medida de torque denominado SPT-T. As diretrizes para a execução do SPT foram determinadas pela NBR 6484 (ABNT, 2001) – Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, enquanto as diretrizes para medida de torque foram determinadas pelas proposições de Ranzini (1988). Além disso, foram realizados dois ensaios do tipo CPT de acordo com diretrizes do MB 3406 (ABNT, 1991) – Solo – Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT). A locação das sondagens no CEEG pode ser verificada na Figura 1.

O CEEG é dividido em seis áreas e em cada uma delas foram executados diversos tipos de fundações. A área 2, destinada às estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, corresponde à área a ser analisada neste trabalho. Esta área está localizada entre os SP 5 e 14 e próximas ao CPT 14; estas sondagens foram úteis na descrição do perfil e no cálculo de determinação da carga de ruptura das estacas pertencentes à área 2.

### 6.2 Perfil do solo de Londrina-PR

A cidade de Londrina-PR encontra-se entre a longitude 50°05' Oeste e a latitude 23°30' Sul, ao sul do Brasil. Esta cidade está sob influência do clima subtropical úmido, com temperatura média anual de 22,5°C. Os verões são quentes e úmidos enquanto os invernos são frios e secos. Londrina está sobre a Bacia Sedimentar do Paraná, onde a litologia principal é a rocha vulcânica básica, ou seja, o basalto (Teixeira *et al.*, 2006 e Teixeira *et al.*, 2008).

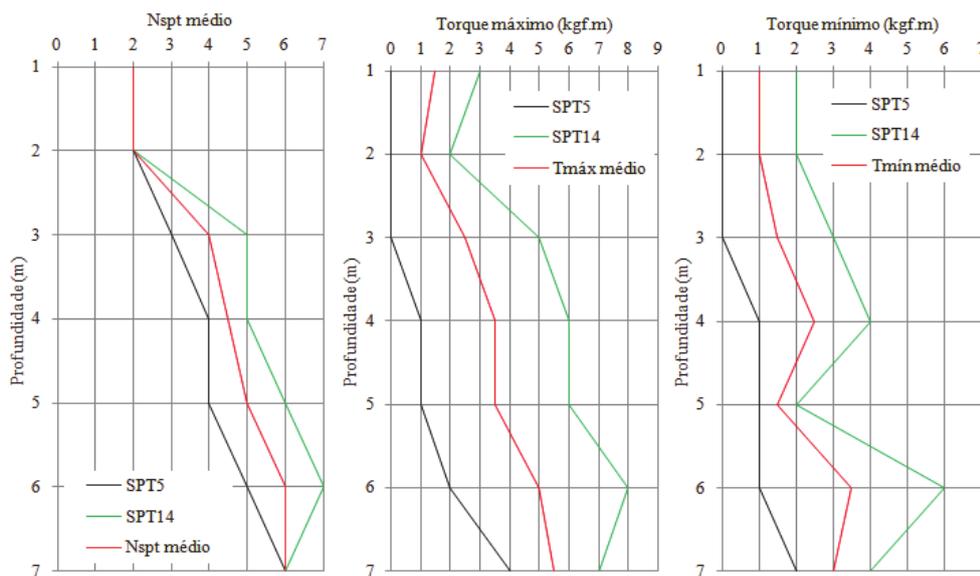
Através das sondagens SPT-T e do ensaio CPT realizados no Campo Experimental da UEL na área 2, determinou-se o perfil do solo. Os parâmetros médios dos  $N_{SPT}$  obtidos entre as sondagens



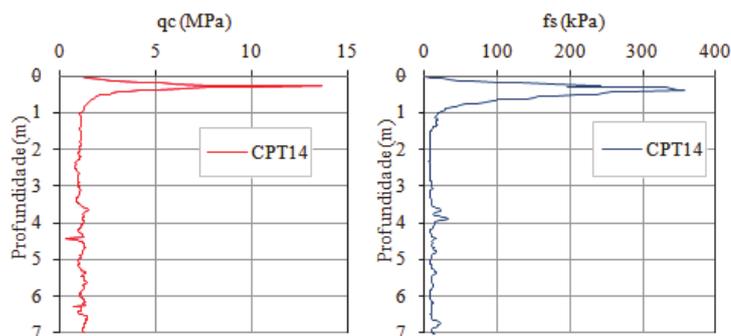
**Fig. 1** - Croqui do CEEG com a localização dos furos de sondagem e ensaio SPT-T e CPT (Teixeira et al., 2008).

SP 5 e 14, e os parâmetros  $q_c$  e  $f_s$  obtidos do CPT 14 são crescentes ao longo da profundidade e podem ser vistos na Figura 2 e 3, respectivamente.

No Quadro 5 encontram-se os valores médios a cada metro de  $q_c$  e  $f_s$  do CPT 14 localizado próximo às estacas para as profundidades consideradas nos cálculos das cargas de ruptura.



**Fig. 2** – Variação ao longo da profundidade dos parâmetros médios de  $N_{SPT}$ ,  $T_{máx}$  (kgf.m) e  $T_{mín}$  (kgf.m) obtidos das investigações SP5 e SP14 realizadas no CEEG (modificado de Teixeira et al., 2008).



**Fig. 3** – Variação ao longo da profundidade dos parâmetros médios de  $q_c$  (MPa) e  $f_s$  (kPa) obtidos do CPT 14 realizado no CEEG (modificado de Teixeira *et al.*, 2008).

**Quadro 5** – Valores médios de  $q_c$  e  $f_s$  do CPT 14 do CEEG.

Prof. (m)	$q_c$ médio (MPa)	$f_s$ médio (kPa)
0-1	3,00	126,03
1-2	1,10	11,30
2-3	0,97	7,45
3-4	1,14	13,10
4-5	1,12	11,00
5-6	1,18	9,83
6-7	1,23	11,30
7-8	1,89	22,73

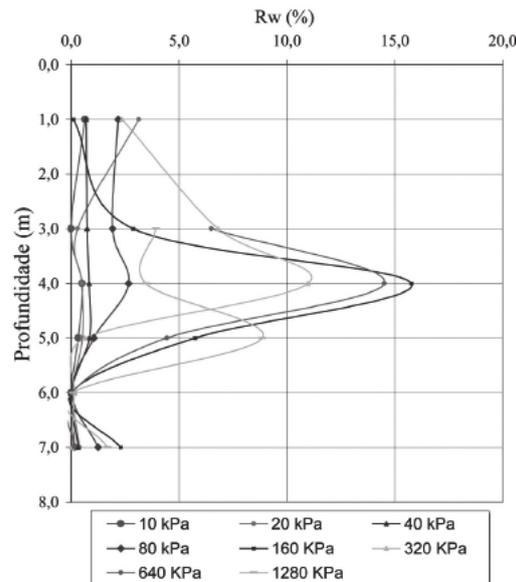
A investigação de laboratório realizada com as amostras coletadas nas sondagens SPT-T mostra que de maneira geral o solo de Londrina possui alto teor de argila, elevado índice de vazios, baixo peso específico natural, elevado peso específico dos sólidos, limites de liquidez superior em média a 50% e limites de plasticidade em média de 13% (Teixeira *et al.*, 2006; Cavalcante *et al.*, 2007; Teixeira *et al.*, 2008; Almeida *et al.*, 2011).

No estudo do comportamento colapsível do solo realizado por Teixeira *et al.* (2004) e Miguel *et al.* (2004), foram utilizadas amostras indeformadas das profundidades de 1 m a 7 m do solo do CEEG. Estas amostras foram submetidas a ensaios edométricos em laboratório, realizando a inundação somente nas cargas de interesse para a análise do colapso. As tensões de inundação foram de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa; sendo então realizados oito ensaios edométricos para cada profundidade avaliada.

Na Figura 4 está representado o índice de subsidência ( $R_w$ ) nas tensões de carregamento onde houve inundação do corpo de prova para as profundidades investigadas. Foi adotado o critério proposto por Vargas (1978), no qual o solo é caracterizado como colapsível quando este apresenta  $R_w$  maior que 2 % ao nível de várias tensões de inundação, segundo a equação seguinte:

$$R_w = \left( \frac{e_p - e_w}{1 + e_p} \right) \times 100 \quad (8)$$

em que  $R_w$  é o índice de subsidência;  $e_p$  é o índice de vazios após adensamento no estágio de carregamento de interesse e  $e_w$  é o índice de vazios após inundação do corpo de prova no estágio de carregamento de interesse.



**Fig. 4** – Variação do índice de subsidência ao longo da profundidade do solo de Londrina-PR (Miguel *et al.*, 2004).

Para cargas baixas, o solo em estudo não apresentou comportamento colapsível. Observou-se que os valores de  $R_w$  são crescentes com o aumento da tensão aplicada até atingir um máximo e em seguida, decrescem. Tal comportamento deve-se ao fato de que inundações para baixas tensões não são suficientes para sensibilizar a estrutura do solo, mas à medida que as tensões de inundação aumentam, ocorre a brusca redução de volume, caracterizando então o colapso do solo.

Essa brusca redução de volume se torna menor para tensões elevadas, pois a magnitude da tensão é suficiente para impor ao solo um nível de deformação, tornando-o pouco sensível à inundação (Teixeira *et al.*, 2004).

A variabilidade dos resultados observadas nas profundidades 3 m, 4 m e 5 m quando comparadas com as profundidades 6 m e 7 m pode ser justificada pela característica de heterogeneidade dos parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade do solo de Londrina-PR.

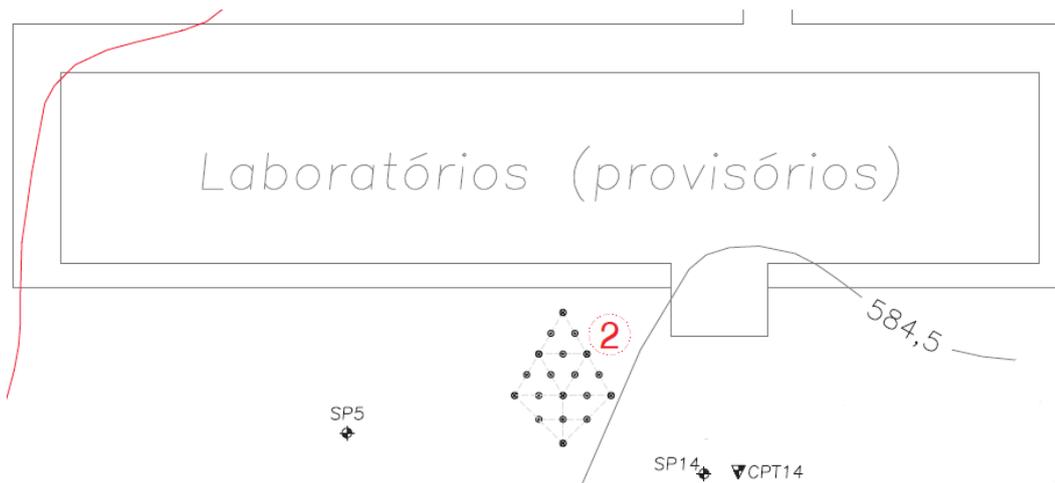
Tais valores de índice de subsidência mais baixos em 6 m e 7 m estão associados também ao índice de vazios inicial das amostras de solo trazidas do campo. Esses índices tendem a reduzir ao longo da profundidade do perfil (Teixeira *et al.*, 2004).

Estes ensaios para identificação do caráter colapsível avaliaram o comportamento reológico do solo sob condição de inundação e não representam as condições da prova de carga. Além disso, as estacas, bem como as provas de carga foram executadas previamente ao estudo de colapsibilidade.

## 7 – MÉTODOS

### 7.1 Execução das estacas

Na área 2 do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica foram executadas doze estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, em que nove destas estacas foram preenchidas com concreto e as outras três com solo-cimento; estas últimas não foram analisadas neste trabalho. A Figura 5 representa a área 2 com a respectiva localização das estacas.



**Fig. 5** - Localização das estacas na área 2 do CEEG.

Das nove estacas de concreto, foram selecionadas apenas seis delas para análise neste trabalho, sendo três executadas com 3 m de comprimento (estacas D1, D2 e D3) e três com 6 m de comprimento (estacas F1, F2 e F3). A escolha dos comprimentos das estacas se deu em razão da utilização do trado manual em obras de pequeno porte, onde a escavação é realizada até 6 m de profundidade. Para estacas além desses comprimentos, é indicado realizar a escavação com trado mecânico.

O espaçamento utilizado na execução entre as estacas foi de 100 cm, respeitando a distância mínima imposta pela NBR 12131 (ABNT, 2006) de 3 vezes o diâmetro da maior seção transversal da estaca. Já as distâncias entre a última estaca (mais abaixo) e os SP5 e SP14 são respectivamente 896 cm e 599 cm.

As estacas foram preenchidas com concreto moldado *in loco*, de resistência média à compressão de 13 MPa. Após a concretagem foram dispostas 3 barras de 8 mm de diâmetro e 1 m de comprimento. Sobre a cabeça das estacas foram executados os blocos de coroamento, de 35x35x35 cm<sup>3</sup> de dimensões e armados com 8 estribos verticais em duas direções de 6,3 mm e 4 estribos horizontais. O espaçamento foi de 10 cm e recobrimento de 1,5 cm (Branco *et al.*, 2001).

O sistema de reação das estacas de 25 cm de diâmetro foi composto por estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e comprimento de 8 m, preenchidas com concreto de resistência característica à compressão de 10 MPa e armadas em toda a sua extensão com 3 barras de aço CA-50 de diâmetro 8 mm soldadas a uma barra Dywidag aço ST85/105 de comprimento 1 m e diâmetro 32 mm e estribo helicoidal de 6,3 mm de diâmetro (Branco *et al.*, 2001).

## 7.2 Prova de carga estática

As provas de carga foram realizadas por Branco *et al.* (2001) com a utilização do arranjo de uma viga de perfil duplo I, ancorada em duas estacas de reação. A aplicação das cargas foi realizada através de um macaco hidráulico, monitorado por uma célula de carga ligada a um indicador de deformações.

Em todas as provas de carga, os equipamentos utilizados possuíam as seguintes especificações: macaco hidráulico acionado por uma bomba manual de capacidade de 200 kN e curso 200 mm, célula de carga com capacidade de 200 kN, indicador de deformações portátil e seis relógios comparadores mecânicos, sendo dois com curso de 50 mm e dois com curso de 30

mm para as estacas de ensaio e dois com curso de 30 mm para as estacas de reação; todos com resolução de 0,01 mm.

As provas de carga foram realizadas com carregamento misto, ou seja, carregamento lento até a carga de 1,2 vezes a carga admissível prevista para a estaca e carregamento rápido acima dessa carga até a máxima prevista para o ensaio. Os descarregamentos foram feitos em dois estágios rápidos. As cargas admissíveis foram estimadas por Décourt-Quaresma (1978), resultando em 23,4 kN para a estaca de 3 m de comprimento e 53,0 kN para a estaca de 6 m.

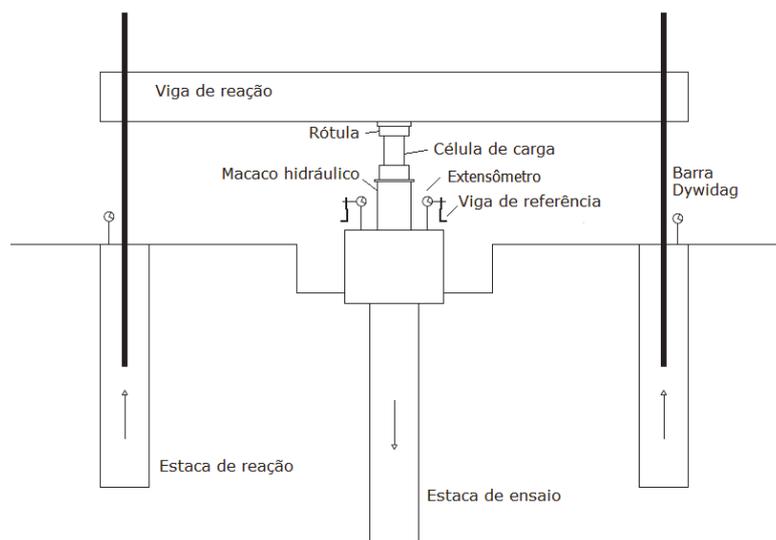
Os tempos de duração de cada aplicação de carga nos estágios lento e rápido foram respeitados segundo as orientações da norma NBR 12131 (ABNT, 2006).

As estacas foram primeiramente ensaiadas na condição sem inundação e posteriormente reensaiadas com inundação. Para a realização da prova de carga com inundação do solo, foram escavadas cavas ao redor das estacas, que foram mantidas sob inundação por 48 h antes e durante os ensaios, conforme Figuras 6 e 7.

O tempo entre o ensaio sem inundação (SI) e o reensaio com inundação (CI) do solo foi de cerca de um ano, conforme especificado no Quadro 6. Optou-se pelos meses de Julho e Agosto, pois estes correspondem aos meses em que ocorre o inverno na região de Londrina. Como esta estação é marcada por períodos secos, assim seria possível garantir que o ensaio ocorresse na umidade natural do solo e o reensaio ocorreria somente com a inundação forçada do solo, sem interferências de chuvas.

**Quadro 6** – Especificidades das estacas executadas na área 2 do CEEG.

Dimensões	Nomenclatura	Ensaio	Data	Reensaio	Data	
25 cm diâmetro	3 m prof.	D1	SI	Ago/99	CI	Jul/00
		D2	SI	Ago/99	CI	Jul/00
		D3	SI	Ago/99	CI	Ago/00
	6 m prof.	F1	SI	Ago/99	CI	Ago/00
		F2	SI	Ago/99	CI	Ago/00
		F3	SI	Ago/99	CI	Ago/00



**Fig. 6** - Esquema geral do sistema utilizado nas provas de carga estática.



Fig. 7 - Execução da prova de carga no CEEG (Fernal *et al.*, 2003).

## 8 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 8.1 Carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos

As cargas de ruptura foram estimadas pelos métodos semi-empíricos descritos anteriormente. No Quadro 7 encontram-se os valores obtidos para a área da seção transversal, área do fuste e perímetro das estacas. Tais valores foram considerados no cálculo da carga de ruptura.

Quadro 7 – Características geométricas das estacas.

Comprimento estacas	Área seção transversal (m <sup>2</sup> )	Área fuste (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)
3	0,0491	2,356	0,785
6		4,712	

Na aplicação do método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) foi considerado no cálculo a resistência lateral ( $f_s$ ) obtida do ensaio CPT e o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) obtida do SPT, resultando em dois valores de carga de ruptura para o mesmo método a fim de verificar a coerência entre eles.

Já na aplicação dos métodos semi-empíricos de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996) foram utilizados os resultados do SPT, tais como  $N_{SPT}$ , torques máximo e mínimo.

Os valores de  $f_s$  foram obtidos pelo CPT 14 e os valores de  $N_{SPT}$  e torques pelo SPT-T 5 e SPT-T 14, ambos realizados próximos às estacas. No cálculo da carga de ruptura, considerou-se apenas a resistência lateral, desconsiderando, portanto, a resistência de ponta.

Já no Quadro 8, estão apresentados os valores dos parâmetros e coeficientes que foram considerados no cálculo das cargas de ruptura pelos métodos semi-empíricos para estacas escavadas. O perfil de solo considerado no cálculo é composto por argila siltosa.

No Quadro 9 estão apresentados os resultados das cargas de ruptura obtidos através dos métodos semi-empíricos.

**Quadro 8** – Parâmetros e coeficientes utilizados nos métodos semi-empíricos.

Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Ranzini (1988) e Peixoto (2001)	Alonso (1996)
$\alpha = 4 \%$ $K = 0,22 \text{ MPa}$ $F2 = 6$	$\beta = 0,80$	$h = 45 \text{ cm}$ $F_L = 1,3$ $s_L = 1,4$	$h = 45 \text{ cm}$

**Quadro 9** – Valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos.

Métodos semi-empíricos	Carga de ruptura (kN)	
	3 m	6 m
Aoki-Velloso (1975) – CPT	18,9	23,4
Aoki-Velloso (1975) – SPT	6,9	24,2
Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996)	31,4	76,9
Ranzini (1988) – Peixoto (2001)	34,1	96,6
Alonso (1996)	10,1	38,9

Os métodos semi-empíricos aqui aplicados foram comparados entre si, em pares, para verificar as diferenças de cada método, bem como avaliar os resultados de carga de ruptura que foram obtidos por cada um deles. Foram analisados os dois resultados provenientes do método Aoki-Velloso (1975) para análise da aplicação do método com cada ensaio (CPT e SPT). Em seguida, foi feita a comparação do Aoki-Velloso (1975) – SPT com Décourt-Quaresma (1978) com modificação de Décourt (1996), em função do uso do SPT em ambos os métodos. Também analisaram-se os métodos de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996), em razão da aplicação do torque nestes. Por fim, uma avaliação entre todos os métodos foi apresentada.

Foi verificada uma variação nos resultados de carga de ruptura obtidos por Aoki-Velloso (1975) quando calculados com os parâmetros do CPT e SPT. Na estaca de 3 m de comprimento, o resultado apresentou-se muito menor quando calculado com os parâmetros do SPT.

Essa dessemelhança entre os resultados pode ser atribuída as diferentes considerações que cada formulação tem. O método Aoki-Velloso foi concebido para o CPT e para que fosse possível aplicá-lo com os resultados do SPT, foram desenvolvidas correlações nas quais incluíram os coeficientes  $K$  e  $\alpha$ , determinados para solos não lateríticos. Como o solo de Londrina-PR é laterítico e colapsível, isso também pode justificar a diferença dos resultados, pois a escolha dos coeficientes para o cálculo não resultou em um bom ajuste para as estacas deste trabalho.

Ao analisar os resultados obtidos por meio dos métodos de Aoki-Velloso (1975) – SPT e de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), foi observado que o primeiro método se mostrou conservador em relação ao segundo, resultando no subdimensionamento da estaca. Essa comparação mostra que o método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) se ajustou melhor ao solo de Londrina.

Dentre os métodos Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996), que utilizam o torque na estimativa de carga de ruptura, o último apresentou valores reduzidos com relação aos valores do primeiro. Isso pode ser justificado pela redução de 65 % no valor de  $f_s$  imposta no cálculo da resistência lateral em termos de tensão no método de Alonso. Além disso, o método de Ranzini modificado por Peixoto majora os resultados com a aplicação dos coeficientes  $F_L$  e  $s_L$  no cálculo da parcela de resistência lateral.

Confrontando os quatro métodos semi-empíricos, o de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) se destacou apresentando os maiores valores de carga de ruptura para as estacas estudadas.

Este método leva em consideração o valor de torque máximo necessário à rotação do amostrador. Tal medida representa a ruptura na condição estática do solo, podendo, portanto justificar os maiores valores obtidos para a carga de ruptura das estacas.

Analisando a diferença entre as dimensões das estacas, as de 6 m de comprimento de fuste apresentaram maior carga de ruptura. Isso é justificado em função da maior área lateral da estaca que mobiliza maior atrito e também pelo fato dos parâmetros do solo,  $f_s$ ,  $N_{SPT}$  e torque, serem crescentes ao longo do perfil de solo típico de Londrina-PR (Teixeira *et al.* 2006) contribuindo então para a melhoria da resistência do solo.

## 8.2 Carga de ruptura estimada pela análise da curva carga *versus* recalque

Na análise das curvas carga *versus* recalque sem inundação foram considerados o critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e as considerações da NBR 6122 (ABNT, 2010). Tais valores foram obtidos pela média entre as três provas de carga das estacas de 3 m (estacas D1, D2 e D3) e 6 m de comprimento (estacas F1, F2 e F3).

Já na análise para a condição inundada, os valores da carga de ruptura foram determinados diretamente da observação da forma das curvas carga *versus* recalque, ou seja, pela ruptura nítida. O resultado é obtido também pela média entre as três provas das estacas.

As curvas carga *versus* recalque, obtidas pelas provas de carga estática ensaiadas sem inundação (E/SI) e reensaiadas com inundação (R/CI) nas estacas D1, D2 e D3 de 3 m de comprimento, estão expostas na Figura 8.

As curvas da porção superior do gráfico referem-se ao ensaio, enquanto as outras referem-se ao reensaio. Foram comparadas entre si as curvas sem inundação, e também foram comparadas as curvas com inundação.

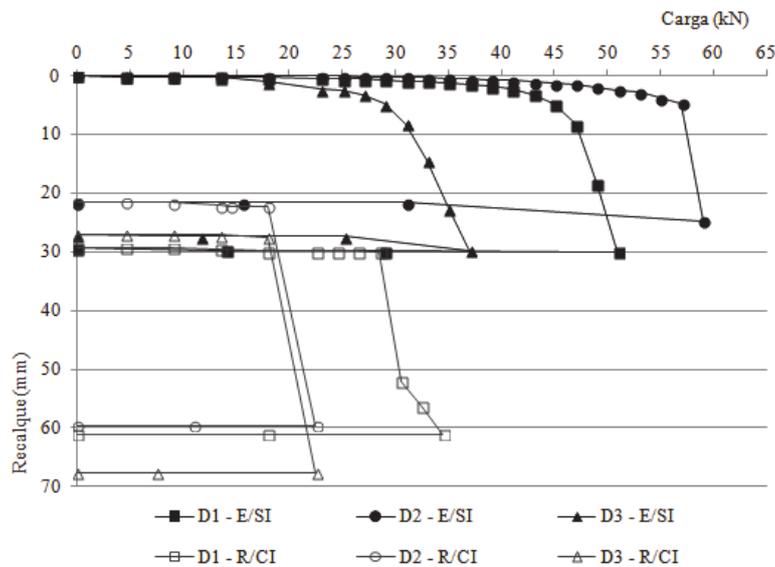
É possível verificar diferenças significativas entre as cargas máximas que cada uma das estacas resistiu no ensaio. Visto que as estacas foram executadas pelo mesmo processo, rompidas sob as mesmas condições e que a posição delas não interferiu na ruptura uma da outra, essa diferença pode vir a ser um resultado da heterogeneidade do solo e também da influência da sucção. A estaca D3, por exemplo, provavelmente apresentava sucção menor do que as estacas D2 e D1, consequentemente resistindo menos à solitação (Miguel *et al.*, 2004).

As curvas dos reensaios resistiram a cargas menores e esse comportamento se deve ao fato do solo apresentar menor resistência quando na inundação, resultado do caráter colapsível. Além disso, a perda brusca da resistência resultou na ruptura nítida, com recalques incessantes.

No estudo realizado por Miguel *et al.* (2003), outras três estacas de 25 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, executadas também no solo do CEEG, foram ensaiadas com inundação e reensaiadas sem inundação, ou seja, na condição inversa à condição das estacas D1, D2 e D3 aqui apresentadas. Miguel *et al.* (2003) observaram que comparando a carga de ruptura dos ensaios com inundação com as cargas de ruptura obtidas nos reensaios com inundação, houve uma redução de 76 % nos reensaios. Além disso, os autores concluíram que as cargas de ruptura dos ensaios com inundação apresentaram um valor médio um pouco maior que os valores das estacas reensaiadas sem inundação. Portanto o reensaio não foi suficiente para contribuir com o aumento da carga de ruptura das estacas.

As curvas carga *versus* recalque, obtidas pelas provas de carga estática ensaiadas sem inundação (E/SI) e reensaiadas com inundação (R/CI) nas estacas F1, F2 e F3 de 6 m de comprimento são expostas na Figura 9.

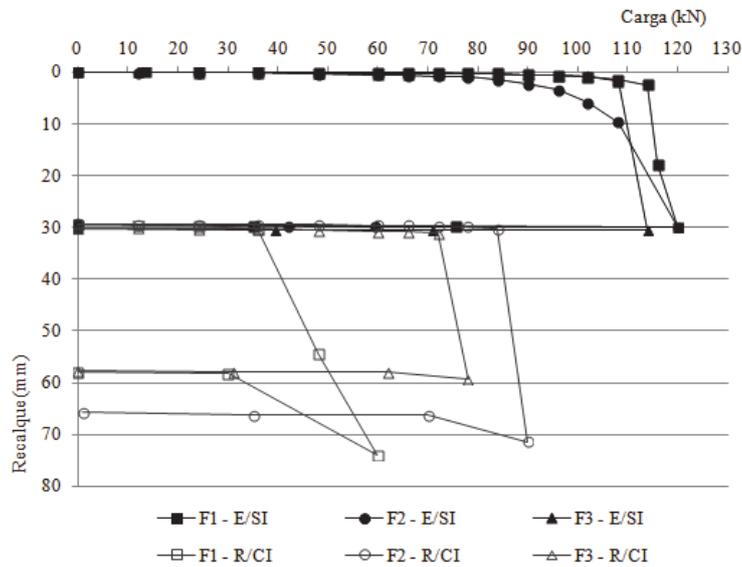
Novamente, as curvas dos ensaios apresentam maior resistência do que as curvas dos reensaios, o que revela uma degradação da resistência de atrito. As curvas das estacas F1, F2 e F3 apresentaram comportamento de ruptura nítida, não sendo possível manutenção da carga em função dos recalques incessantes. Além disso, a carga de ruptura foi atingida pela mobilização da



**Fig. 8** - Curvas carga versus recalque para as provas de carga sem e com inundação das estacas de 3 m de comprimento.

resistência lateral verificado pelo formato das curvas, indicando, portanto, que não houve mobilização da resistência de ponta.

Segundo Branco *et al.*, (2001), na prova de carga da estaca F1, quando reensaiada na condição de inundação do solo, ocorreu esforço torsor na viga de reação em função de uma excentricidade accidental da carga aplicada pelo sistema, comprometendo os resultados obtidos. Dessa maneira, os resultados não foram considerados na análise.



**Fig. 9** - Curvas carga versus recalque para as provas de carga sem e com inundação das estacas de 6 m de comprimento.

Das curvas apresentadas nas Figuras 8 e 9, foram obtidos os valores de carga de ruptura. Embora as curvas tenham apresentado ruptura nítida, optou-se por também convencionar a carga de ruptura com a aplicação dos critérios de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e NBR 6122 (ABNT, 2010), para verificar a aplicabilidade destes no solo de Londrina-PR. No uso destes critérios, considerou-se apenas os pontos da curva obtidos pela aplicação do carregamento lento, ou seja, até a carga de 1,2 vezes a carga admissível prevista para a estaca, ou seja, antes de atingir a ruptura.

No Quadro 10 estão representados os valores de carga de ruptura das estacas D de 3 m e no Quadro 11, os valores de carga de ruptura das estacas F de 6 m de comprimento. Além disso, foram também apresentadas as porcentagens de redução da carga de ruptura (% red.) nos reensaio com inundação em relação aos ensaios sem inundação. As siglas E/SI e R/CI referem-se a ensaio sem inundação e reensaio com inundação, respectivamente.

**Quadro 10** – Valores médios de carga de ruptura obtidos da prova de carga estática das estacas D, de 3 m de comprimento.

Critérios	Carga de ruptura (kN)								
	Estaca D1			Estaca D2			Estaca D3		
	E/SI	R/CI	% red.	E/SI	R/CI	% red.	E/SI	R/CI	% red.
Van der Veen (1953) – Aoki (1976)	45,3	30,0	34	58,0	22,0	62	30,1	21,5	29
NBR 6122 (ABNT, 2010)	47,0	29,3	38	57,5	19,0	67	31,1	19,0	39
Ruptura nítida	45,0	28,5	37	57,0	18,0	68	29,0	18,0	38

**Quadro 11** – Valores médios de carga de ruptura obtidos da prova de carga estática das estacas F, de 6 m de comprimento.

Critérios	Carga de ruptura (kN)						
	Estaca F1	Estaca F2			Estaca F3		
	E/SI	E/SI	R/CI	% red.	E/SI	R/CI	% red.
Van der Veen (1953) – Aoki (1976)	115,4	108,5	87,2	20	108,7	76,5	30
NBR 6122 (ABNT, 2010)	115,0	107,0	85,0	21	109,0	77,0	29
Ruptura nítida	114,0	103,0	84,0	18	107,0	72,0	33

De maneira geral, dos resultados apresentados nos Quadros 10 e 11, as cargas de ruptura obtidas pelo critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) apresentaram valores maiores quando analisados com os valores obtidos pela ruptura nítida. As cargas obtidas pela NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentaram valores intermediários entre os três métodos em algumas estacas e em outras apresentaram os maiores valores. As menores cargas de ruptura observadas foram obtidas pela ruptura nítida e como todas as curvas atingiram a ruptura, estes valores são, portanto, irrefutáveis.

Os critérios analisados apresentaram bom ajuste para as estacas deste trabalho, visto que nenhum deles foi discrepante do obtido pela ruptura nítida. Entretanto, por se tratar de um processo iterativo, em que são testados valores de carga de ruptura, o critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) pode resultar em resultados diversos em cada análise.

Já o critério da NBR 6122 (ABNT, 2010) consiste em uma análise mais simples que leva em consideração também os parâmetros da dimensão da estaca e propriedades do concreto, podendo ser facilmente aplicado nas estacas aqui analisadas.

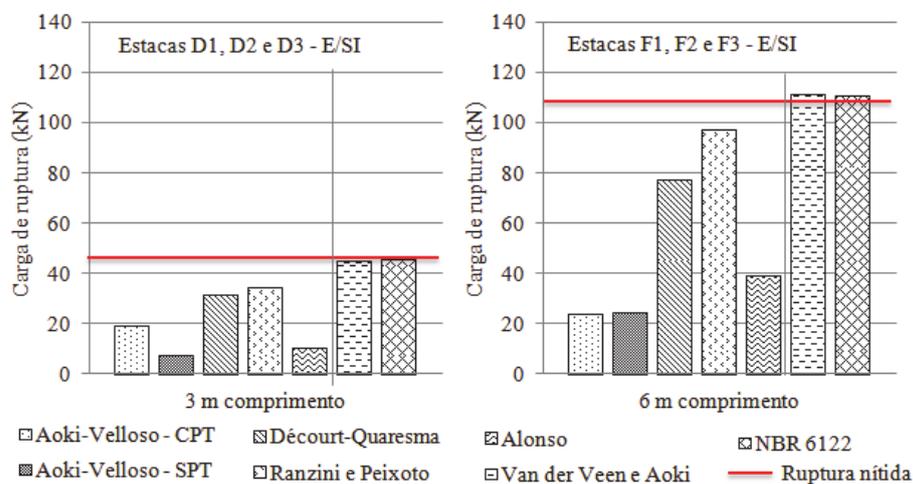
A redução da carga de ruptura nos reensaio com inundação em relação aos ensaios sem inundação resultou em uma média de 48 % para as estacas D de 3 m de comprimento e em 26 % para as estacas F de 6 m de comprimento. A média das estacas D se destacou com valores mais altos em função da estaca D2 que atingiu maior diferença entre as cargas nos ensaios sem e com inundação. Se esta estaca for desconsiderada, e a média for obtida apenas pelas reduções das estacas D1 e D3, o resultado é de 38 %. Os resultados aqui foram obtidos com as médias das porcentagens obtidas na ruptura nítida.

Ainda assim, observa-se que a redução de carga de ruptura para 3 m de profundidade é maior do que a de 6 m de profundidade. Este comportamento pode ser explicado pelo caráter colapsível, em que na profundidade de 6 m, o solo sofreu menos sensibilidade com a inundação e em consequência apresentou menor  $R_w$  quando comparado ao solo da profundidade de 3 m. Além disso, é mais incerto garantir a frente de saturação ao longo de todo o fuste de 6 m das estacas F do que nas estacas D, de 3 m de comprimento.

Marques (2017) realizou um estudo semelhante em estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, executadas no solo argilo siltoso de Maringá-PR, com características próximas ao de Londrina-PR. A porcentagem de redução obtida para as estacas de 4 m de fuste foi de 31 %, enquanto para a estaca de 6 m de comprimento a redução foi 36 %. Entretanto, as estacas de Marques (2017) foram todas ensaiadas sem e com inundação, ou seja, não houve reensaio. Esta abordagem pode contribuir para a porcentagem de redução de carga de ruptura dos ensaios com inundação em relação aos ensaios sem inundação ter sido maior na estaca de maior comprimento.

Ao confrontar os valores das cargas de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos com os valores obtidos pelos critérios de análise da curva carga *versus* recalque das provas de carga sem inundação, tem-se o gráfico da Figura 10.

A linha em vermelho indica a média da ruptura nítida obtida entre as estacas apresentadas no gráfico. Dentre os métodos semi-empíricos, o de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e o de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) se destacaram mostrando-se mais próximos à ruptura nítida. É possível observar que as cargas de ruptura determinadas pelos critérios de ruptura de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e NBR 6122 (ABNT, 2010) também se destacaram. De maneira geral, os métodos semi-empíricos foram conservadores em relação aos critérios de ruptura.



**Fig. 10-** Comparativo entre os métodos semi-empíricos e os critérios de análise das curvas

## 9 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O solo típico de Londrina-PR, analisado neste trabalho no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina, apresenta um comportamento típico referente a solos tropicais que sofreram um processo de laterização intenso, sendo inclusive colapsível na camada superficial, até 7 m de profundidade, para alguns níveis de cargas. Este processo concedeu ao solo características que influenciam de maneira significativa na sua capacidade de resistir aos esforços solicitantes de elementos de fundação, por exemplo.

As cargas de ruptura das estacas executadas neste solo foram avaliadas a partir do levantamento de resultados publicados anteriormente por Branco *et al.*, (2001). As estacas e suas respectivas curvas carga *versus* recalque foram analisadas para melhor compreensão dos seus comportamentos.

Sabe-se que os métodos semi-empíricos para a determinação da carga de ruptura das estacas não são universais. Além disso, cada solo possui a sua característica e heterogeneidade em função do local e das condições em que foram formados. Por isso, ao longo do tempo os métodos foram sendo aperfeiçoados e correlações foram criadas para que estes pudessem ser utilizados em outros tipos de solo e outros tipos de fundações.

No caso das estacas escavadas com trado manual inseridas no solo de Londrina-PR, dentre todos os métodos semi-empíricos aqui analisados, os maiores valores de carga de ruptura e os que se assemelharam à condição de campo, foram os obtidos pelo método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001). Essa correspondência está ligada às considerações do método, tendo em vista que Peixoto, em 2001, fez modificações atribuindo coeficientes relativos ao solo de Campinas-SP, no qual apresenta características semelhantes com o solo de Londrina-PR. Além disso, a carga de ruptura das estacas escavadas é mobilizada pela predominância da resistência lateral e essa parcela no cálculo por este método é majorada pelos coeficientes  $s_L$  e  $F_L$ , contribuindo então para os resultados mais elevados.

O método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) utiliza parâmetros provenientes do SPT e esta investigação é a mais utilizada no Brasil, em função do seu baixo custo de execução. Mas como nem sempre a medida de torque é realizada, a utilização rotineira do método fica comprometida. Neste caso, pode-se então utilizar o método semi-empírico proposto por Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), tendo em vista que tal método apresentou a segunda melhor relação com a situação de campo.

No que diz respeito às curvas carga *versus* recalque, as estacas de 3 m de comprimento suportaram cargas menores do que as estacas de 6 m, como já era esperado. Este comportamento é justificado pela variação do fuste da estaca, uma vez que para o mesmo solo e estacas semelhantes, o atrito é proporcional ao comprimento do fuste (exceto em condições de atrito negativo). Além disso, os parâmetros do solo são crescentes ao longo do perfil típico de Londrina-PR, contribuindo também para o aumento da capacidade da estaca suportar a solicitação.

A redução da carga de ruptura dos reensaio com inundação em relação aos ensaios sem inundação foi de 48 % para as estacas de 3 m e de 26 % para as estacas de 6 m de comprimento. Estes valores comprovam o caráter colapsível do solo e mostram que na profundidade de 3 m houve maior sensibilidade à inundação.

As curvas apresentaram em sua maioria um formato de ruptura nítida, com predominância de resistência lateral. As curvas do reensaio com inundação do solo apresentaram comportamento típico de colapso com recalques bruscos e perda de carga de ruptura, comprovando o caráter colapsível do solo e a influência da condição de umidade na carga de ruptura. Por este motivo, é aconselhável que a execução de estacas no solo de Londrina-PR seja feita ultrapassando a camada de solo colapsível.

Com relação aos critérios de análise das curvas, o de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) apresentou um ajuste confiável, obtendo maiores valores de carga de ruptura dentre

os critérios analisados, enquanto o da NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentou os menores valores de carga de ruptura.

Embora o critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) seja subjetivo e demande certo tempo para a sua interpretação, ainda assim retrata de maneira satisfatória e com valores plausíveis tanto a carga de ruptura, quanto os recalques que ocorrem na prova de carga. O critério da NBR 6122 (ABNT, 2010) é um critério de maior facilidade na sua aplicação e apresentou valores próximos aos da ruptura nítida obtidas nas provas de carga. Ambos os métodos são aplicáveis ao solo de Londrina-PR, para os casos em que não se atingir a ruptura nítida na prova de carga.

É válido ressaltar que os resultados aqui demonstrados se referem às estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m e 6 m de comprimento executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina. As variabilidades observadas nos valores apresentados ocorreram em função da heterogeneidade do solo estudado, porém independente do carregamento aplicado nas estacas, a sua ruptura foi atingida e esse valor é irrefutável.

Os métodos semi-empíricos e os critérios de ruptura aqui analisados, são de grande valia e se interpretados de maneira criteriosa sempre em conjunto com a caracterização do solo, apresentam resultados satisfatórios quando da sua aplicação para fundações executadas em Londrina-PR.

## 10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almada, J. L. A.; Santos, E. V.; Ricciardi, R. L. G. F.; Marques, V. R.; Reis, J. H. C.; Belincanta, A. (2016). *Capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo típico da cidade de Maringá-Pr*. Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG.
- Almeida, A. A.; Miguel, M. G.; Teixeira, S. H. C. (2011). *Horizontal bearing capacity of piles in a Lateritic Soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, n.º. 1, v. 1, pp. 59-69.
- Alonso, U. R. (1996). *Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T*. In: III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo: ABMS, v. 2, pp. 141-151.
- Aoki N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações – Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *Approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5., Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376.
- ABNT (1991). *MB 3406 Solo – Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT)*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 10 p.
- ABNT (2001). *NBR 6484 Solos – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 17 p.
- ABNT (2006) *NBR 12131 Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 8 p.
- ABNT (2010). *NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 91 p.

- Branco, C. J. M. C.; Miguel, M. G.; Pinese, P. P.; Teixeira, R. S. (1998). *Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica no Campus da UEL*. In: Anais XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. II, Brasília-DF.
- Branco, C. J. M. C.; Miguel, M. G.; Teixeira, R. S.; Vessaro, P.; Guerra, L.; Belincanta, A. (2001). *Capacidade de Carga de Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Colapsível de Londrina*. In: II Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 439-444, Maringá.
- Branco, C. J. M. C. (2006). *Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada*. Dissertação de Doutorado, USP – São Carlos, 193 p.
- Cardoso, F. B. F.; Carvalho, J. C.; Martins, E. S. (1998). *O Fenômeno do Colapso em Solos de Diferentes Origens e Profundamente Intemperizados do Distrito Federal*. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 1, pp. 59-65, Brasília-DF.
- Cavalcante, E. H.; Giacheti, H. L.; Danziger, F. A. B.; Coutinho, R. Q.; Kormann, A. C. M.; Belincanta, A.; Pinto, C. S.; Branco, C. J. M. C.; Ferreira, C. V.; Carvalho, D.; 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*. In: Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, v. 111, pp. 99-205, Lisboa.
- Cintra, J. C. A. (1998). *Fundações em Solos Colapsíveis*. Ed. Rima, São Carlos-SP, 106 p.
- Clemence, S. P.; Finbarr, A. O. (1981). *Design Considerations for Collapsible Soils*. In: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 107, n. GT3, pp. 305-317.
- Costa, M. E. R. (1986). *Estudo da Colapsibilidade dos Solos Superficiais de Uberlândia*. Dissertação de Mestrado, USP – São Carlos, 90 p.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores SPT*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Rio de Janeiro, v. 1, pp. 45-54.
- Décourt, L. (1996). *Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas*. Fundações: Teoria e Prática, Hachich et al. (Eds.), Ed. Pini Ltda., Cap. 8.1, pp. 275-276, São Paulo-SP.
- Fasolo, P. J.; Hochmüller, D. P.; Carvalho, A. P.; Cardoso, A.; Rauen, M. J.; Potter, R. O. (1986). *Guia para Identificação dos Principais Solos do Estado do Paraná*. Brasília, EMBRAPA, 36p.
- Fernal, F.; Silva, T. B.; Miguel, M. G.; Belincanta, A. (2003). *Provas de Carga em Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Colapsível de Londrina-PR*. In: IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 388-396, Maringá.
- Gonçalves, R. L.; Moreira, E. M. S.; Miguel, M. G.; Belincanta, A. (2003). *Provas de Carga em Estacas Escavadas com Trado Manual Preenchidas com Solo-Cimento Plástico*. In: IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 397-405, Maringá.
- Gutierrez, N. H.; Nóbrega, M. T.; Vilar, O. M. (2009). *Influence of the Microstructure in the Collapse of a Residual Clayey Tropical Soil*. In: Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 68, n. 1, pp. 107-116.

- Marques, V. R. (2017). *Uma Contribuição ao Entendimento da Influência da Umidade de Solos na Capacidade de Carga em Estacas Escavadas, sem Fluido Estabilizante, em Solo Típico da Cidade de Maringá/PR*. Dissertação de mestrado – Universidade Estadual de Maringá.
- Miguel, M. G.; Branco, C. J. M. C.; Teixeira, R. S.; Belincanta, A. (2003). *Comportamento de Estacas Escavadas com Trado Manual, em Solo Colapsível de Londrina/PR*. In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá-PR, v. 1, pp. 315-331.
- Miguel, M. G.; Teixeira, R. S.; Padilha, A. C. C. (2004). *Curvas Características de Sucção do Solo Laterítico da Região de Londrina/PR*. In: Revista Ciência e Tecnologia, UNIMEP, v. 12, pp. 63-74.
- Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1995). *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. Ed. Villibor, São Paulo-SP.
- Peixoto, A. S. P. (2001). *Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações*. Dissertação de doutorado – Universidade Estadual de Campinas, 2001.
- Ranzini, S. M. T. (1998). *SPTF*. In: Solos e Rochas, v. único, pp. 29-30, 1988.
- Teixeira, R. S.; Belincanta, A.; Lopes, F. F.; Gutierrez, N.; Branco, C. J. M. C. (2004). *Avaliação do Colapso do Solo da Camada Superficial da Cidade de Londrina/PR*. In: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v. 2, pp. 495-499, São Carlos-SP.
- Teixeira, R. S.; Branco, C. J. M. C.; Sobrinho, V. R. M. (2006). *Avaliação do Perfil Estratigráfico Obtido por meio de SPTs, CPTs e DMTs Executados em Solo Laterítico da Cidade de Londrina/PR*. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba-PR.
- Teixeira, R. S.; Branco, C. J. M. C.; Sobrinho, V. R. M.; Teixeira, S. H. C. (2008). *Avaliação de Parâmetros Geotécnicos por Meio de Correlações de Resultados de SPT, CPT e DMT*. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Rio de Janeiro-RJ.
- Toledo, M. C.; Oliveira, S. M. B.; Melfi, A. J. (2000). *Intemperismo e Formação de Solo*. In: Teixeira, W.; Toledo, M. C. M.; Fairchild, T. R.; Taioli, F. Decifrando a Terra. Oficina de textos, São Paulo, pp. 139-166.
- Van der Veen (1953). *The Bearing Capacity of a Pile*. In: 3rd ICSMFE, v. 2, pp. 84-90, Zurich, Switzerland.
- Vargas, M. (1993). *Solos Porosos e Colapsíveis*. Aula Inaugural de 1992, USP – São Carlos, 40 p.
- Vargas, M. (1978). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Mc Graw-Hill do Brasil – Editora da Universidade, São Paulo-SP, pp. 107.
- Vilar, O. M.; Rodrigues, J. E.; Nogueira, J. B. (1981). *Solos Colapsíveis: Um Problema Para a Engenharia de Solos Tropicais*. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro-RJ, 1ª sessão, pp. 209-24