

# COMPORTAMENTO DE ESTACAS DE PEQUENO DIÂMETRO EM SOLO DE LONDRINA NO BRASIL

## Small diameter piles behavior in the soil of Londrina in Brazil

Gustavo Garcia Galego Campos\*

Rafael Leite Gonçalves\*\*

Miriam Gonçalves Miguel\*\*\*

Antonio Belincanta\*\*\*\*

**RESUMO** – O presente trabalho trata do comportamento mecânico de estacas escavadas e apiloadas, executadas na camada superficial de argila siltosa, porosa, laterítica e colapsível, de espessura máxima de 12 metros, característica de grande parte da região de Londrina/Paraná/Brasil. Estas estacas, comumente empregadas em obras de pequeno e médio portes, são executadas totalmente embutidas nessa camada superficial. De modo a avaliar a influência do comportamento laterítico do solo local no desempenho destas estacas, as mesmas foram submetidas a provas de carga estática à compressão, realizadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina, com o solo no teor de umidade natural. As curvas carga *versus* recalque obtidas foram analisadas, segundo os métodos de Décourt (1998 e 2002) e Van der Veen (1953), permitindo a determinação dos valores de capacidade de carga, os quais foram confrontados com os estimados através de formulação semi-empírica clássica.

**SYNOPSIS** – The present paper focus on the study of bored and pounded piles mechanical behavior, performed in silty clay superficial soil layer, porous, lateritic and collapsible, extending as far as the maximum depth of 12 meters, characteristic of a large part of Londrina/Paraná/Brazil region. These piles, usually applied in small or medium construction sites, are thoroughly built in this superficial layer. To evaluate the influence of the local soil lateritic behavior on the piles' performance, they were submitted by static compression load tests carried out in the Experimental Field of Geotechnical Engineering of Londrina State University, in natural ground humidity condition. The obtained load-settlement curves were analyzed by Décourt (1998 and 2002) and Van der Veen (1953) criteria, allowing the evaluation of pile bearing capacity that were compared to semi-empirical estimative evaluations.

**PALAVRAS CHAVE** – capacidade de carga, solos lateríticos, provas de carga à compressão.

---

\* Mestre, Professor Assistente. Departamento de Estruturas. Universidade Estadual de Londrina. Brasil.  
E-mail: gustavo\_ggc@yahoo.com.br

\*\* Engenheiro Civil. Mestre. Sanepar. Departamento de Construção Civil. Universidade Estadual de Londrina. Brasil.  
E-mail: rafaelrlg@bol.com.br

\*\*\* Dra. Professor Doutor. Departamento de Geotecnia e Transportes. Universidade Estadual de Campinas. Brasil.  
E-mail: miriammiguel@uol.com.br

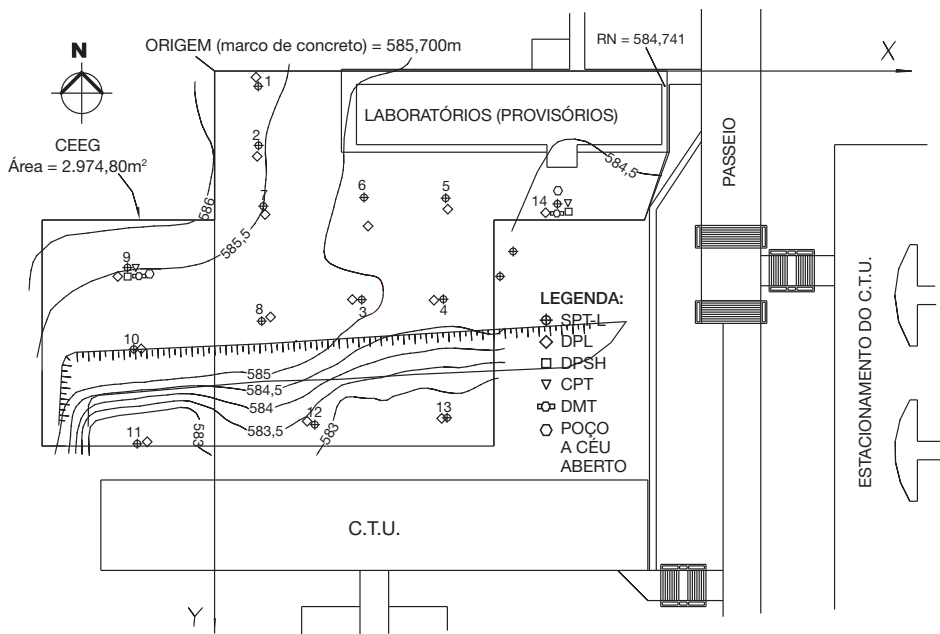
\*\*\*\* Dr. Professor Adjunto. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Estadual de Maringá. Brasil.  
E-mail: abelincanta@uem.br

# 1 – INTRODUÇÃO

## 1.1 – Características geotécnicas da região de Londrina/PR

A cidade de Londrina se situa no norte do Estado do Paraná, na região sul do país, cerca de 220 quilômetros à leste do rio Paraná. Essa região apresenta um substrato rochoso constituído, principalmente, de basalto, originado dos derrames e sem cobertura de rocha sedimentar, um relevo ondulado suave, além de climas de verão quente e úmido e de inverno, frio e seco. Como fruto destas condições, os processos de intemperismo atuam até grandes profundidades, originando camadas de solo bastante espessas.

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) “Prof. Saburo Morimoto”, implantado dentro do campus da Universidade Estadual de Londrina/PR, possui uma área de, aproximadamente, 2900 m<sup>2</sup>, destinada à pesquisa geotécnica. O subsolo do CEEG foi caracterizado através da execução de diversos tipos de ensaios, como por exemplo, SPT-T (*Standard Penetration Test with Torque Measurements*), DPL (*Dynamic Probing Light*), DPSH (*Dinamic Probing Super Heavy*), CPT (*Cone Penetration Test*) e DMT (*Dilatômetro de Marchetti*), além da abertura de poços de inspeção. A Figura 1 mostra a carta topográfica planialtimétrica do CEEG, com a distribuição dos furos de sondagens.



**Fig. 1** – Planta do CEEG com furos de sondagens distribuídos na área.

Miguel *et al.* (2002), através da análise dos parâmetros de resistência, obtidos nos ensaios *in situ* executados no CEEG, e dos resultados de ensaios de caracterização em laboratório, realizados nas amostras deformadas de solo coletadas durante as sondagens, identificaram que o subsolo do CEEG é constituído por quatro camadas de solo residual de basalto.

A primeira camada, que se estende até a profundidade de 12 m, é constituída de argila siltosa, porosa, vermelha escura, de consistência mole a média, laterítica e colapsível. A segunda, em pro -

fundidades de 12 m até 16 m, é representada por argila siltosa, vermelha, de consistência rija. Em profundidades de 16 m até 21 m, encontra-se a terceira camada de argila silto-arenosa, variegada, de consistência rija a dura e, finalmente, em profundidades maiores de 21 m e menores de 23 m (limite das sondagens), apresenta-se uma camada de argila areno-siltosa, variegada, de consistência dura. O nível d'água é encontrado na cota média de 19 m.

O Quadro 1 mostra os valores médios dos parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios de caracterização em laboratório (teor de umidade natural, massa específica dos sólidos, granulometria conjunta e limites de consistência), além de ensaios de campo (condutividade hidráulica e índice de torque -  $T_{max}/N_{SPT}$ ), para as quatro camadas de solo do CEEG. Os detalhes desses ensaios, assim como seus resultados íntegros, estão apresentados em Miguel *et al.* (2002) e em Teixeira *et al.* (2003).

De acordo com a classificação genética dos solos proposta por Vaz (1996), as camadas 1 e 2 são constituídas por solos eluviais (SE) e as camadas 3 e 4 por solos de alteração (SA). Segundo a classificação genética proposta por Vargas (1974 e 1985), a camada 1 representa o Horizonte I (solos residuais maduros), a camada 2 o Horizonte II (solos com vestígios de estruturas reliquias de rochas) e as camadas 3 e 4 o Horizonte III (solos definidos como saprolíticos finos e grossos, respectivamente).

**Quadro 1** – Valores médios dos parâmetros geotécnicos das camadas de solo do CEEG.

Parâmetros Geotécnicos	Camada 1 0 a 12m	Camada 2 12 a 16m	Camada 3 16 a 21m	Camada 4 21 a 23m
w (%)	33	39	48	45
LL (%)	61	67	74	72
LP (%)	45	50	53	52
IP (%)	16	17	21	20
Argila (%)	81	75	69	62
Silte (%)	12	14	17	18
Areia fina (%)	7	11	15	20
Peso Específico dos Sólidos (kN/m³)	30,6	30,7	31,0	30,1
Peso Específico Natural (kN/m³)	14,0	-	-	-
Porosidade (%)	60	-	-	-
Coefficiente de Condutividade Hidráulica (cm/s)	3,2 x 10-3	-	-	-
Índice de Torque (kgf.m/golpes)	1,00	1,30	1,46	1,40
Consistência	Mole a Média	Rija	Rija a Dura	Dura

## 1.2 – O solo laterítico da região

O solo da camada superficial é resultante de um intenso intemperismo, sofrido pela rocha basalto de origem, e de um processo de lixiviação, apresentando características de solo laterítico com estruturas

macro e microporosa (Cozzolino e Nogami, 1993). Dessa maneira, esse solo possui elevados valores de condutividade hidráulica e de volume de vazios e baixos valores de massa específica aparente seca.

As argilas presentes no solo da primeira camada apresentam caulinita, gibsitita e vermiculita em sua composição mineralógica, com predomínio do primeiro mineral, além da presença de óxidos de ferro sob a forma de hematita (Teixeira *et al.* 2003). As caulinitas se estruturam como microhexágonos de coloração clara, empilhados uns sobre os outros, enquanto a hematita e a goethita se organizam em agregados esféricos, responsáveis pela cor do solo, segundo resultados de ensaio de microscopia eletrônica de transmissão.

Em termos de granulometria, quando se utiliza defloculante (hexametáfosfato de sódio+carbonato de sódio) no ensaio de sedimentação (NBR 7181/84 – ABNT, 1984), o solo da camada superficial apresenta grande porcentagem de partículas de argila, em torno de 85%, e 11% de silte. No entanto, quando não se utiliza defloculante, a porcentagem de silte ocorre na média de 60%, predominando sobre a de argila, em torno de 25%. De acordo com a NBR 6502/80 (ABNT, 1980), o primeiro ensaio classifica o solo como argila siltosa e o segundo, como silte argiloso, demonstrando a estrutura agregada, típica dos solos finos lateríticos.

Algumas amostras do solo desta camada foram submetidas a ensaios geotécnicos em laboratório por Décourt (2002), apresentando o Índice de Laterização (L) de Ignatius (1991), igual a 1,54 (acima de 0,3 é indicativo de solo laterítico e abaixo de 0,3 não o é), e classificação LG<sup>+</sup> (argilas lateríticas), segundo a metodologia MCT (Cozzolino e Nogami, 1993).

Lopes *et al.* (2000) demonstraram que o solo da camada superficial do CEEG, até 7 m de profundidade, é também colapsível, por meio de ensaios edométricos em amostras de solo indeformado, coletadas nos poços de inspeção.

Com essas amostras indeformadas, Padilha (2004) também determinou as curvas de retenção de água nas profundidades de 4,0 m e 6,0 m, por meio de ensaios realizados na Pánela de Richards, com procedimento de secagem. As curvas, apresentadas na Figura 2, são típicas de solos nos quais a distribuição dos poros é bimodal, ou seja, mal graduada ou de granulação aberta. Os formatos dessas curvas são típicos de solos arenosos e não de solos de textura fina, reforçando o comportamento granular do solo estudado, em função da estrutura agregada.

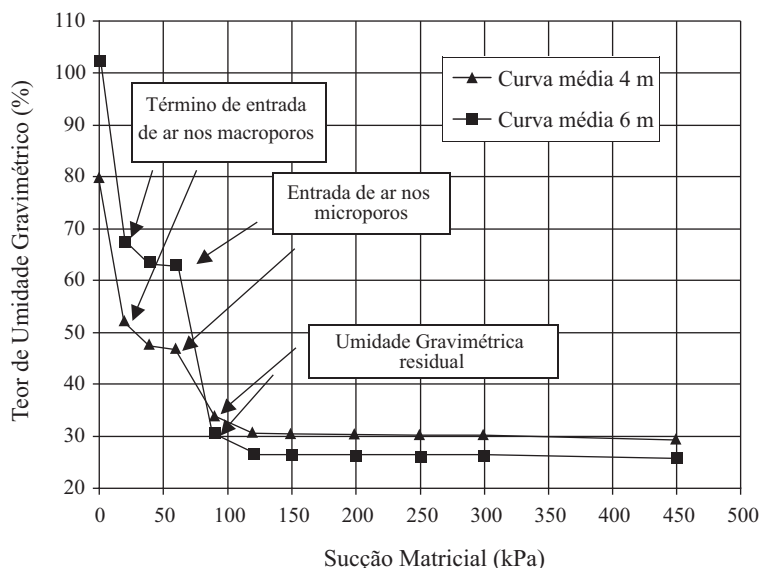
A maioria das fundações de obras de pequeno e médio portes na região se encontra embutida total ou parcialmente nesta camada, sofrendo a influência de seu comportamento laterítico e afastando-se, portanto, dos modelos da mecânica dos solos clássica.

As argilas lateríticas, segundo Décourt (2002), apresentam propriedades de rigidez superiores as de outras argilas não lateríticas, mesmo apresentando valores semelhantes de NSPT. Dessa maneira, os métodos clássicos de previsão de capacidade de carga de fundações embutidas nessas argilas tornam-se conservadores frente aos resultados reais.

Com relação à colapsibilidade, entretanto, esses métodos se colocam contra a segurança, uma vez que não consideram a redução da capacidade de carga das fundações quando o solo sofre o colapso, chegando, no caso de Londrina, a reduções que variam na ordem de 34 % a 50 % para as estacas escavadas com trado manual (Miguel *et al.*, 2003 e Miguel e Belincanta, 2004).

### 1.3 – Estacas de pequeno diâmetro correntes na região

Em obras de pequeno porte, executadas na região de Londrina, são muito utilizadas como fundações dois tipos de estacas de pequeno diâmetro: escavadas com trado manual (brocas manuais) e api-



**Fig. 2** – Curvas médias de retenção de água do solo da camada superficial do CEEG.

loadas com queda livre de pilão. O predomínio dessas estacas na região se dá, em parte, em função da facilidade técnica de suas execuções em solos porosos, coesivos, situados acima do nível d'água, dispensando assim o uso de revestimento.

### 1.3.1 – Estacas escavadas com trado manual

As estacas escavadas com trado manual possuem baixo custo de execução por não exigir equipamentos e nem mão-de-obra especializada. As cargas, pelas quais são submetidas, variam de 10 a 50 kN. O processo executivo consiste em escavar o furo com o trado manual de diâmetro conhecido (usuais de 20cm, 25cm e 30cm) até a profundidade de projeto e, depois, preenchê-lo com concreto auto-adensável, de resistência à compressão média ( $f_{cm}$ ) de 13 MPa.

No geral, o uso do concreto tem levado ao superdimensionamento desses elementos estruturais de fundações. Dessa maneira, trabalhos recentes (Miguel *et al.*, 2004) têm sugerido o uso de solo-cimento plástico como material de preenchimento dessas estacas, com o objetivo de reduzir custos em obras populares na região. O solo-cimento constitui-se de uma mistura de solo, cimento e água, em proporções previamente estabelecidas, através de uma dosagem racional.

O solo retirado da própria escavação do furo da estaca é devidamente peneirado e misturado com uma porcentagem de cimento e água, até se atingir uma trabalhabilidade adequada de argamassa. O traço, em volume, utilizado é igual 1:18, ou seja, para um 1 litro de cimento são utilizados 18 litros de solo local peneirado (consumo de cimento de 180 kg/m³).

O material apresenta valores de resistências à compressão menores do que o concreto, mas compatíveis com a capacidade resistente do elemento estrutural, exigida nestas condições. Além disso, a mistura solo-cimento possui um custo menor que o concreto, chegando, em termos de material, a gerar uma economia de 56,6 % nos custos na execução das estacas brocas na região de Londrina/PR.

As estacas escavadas com trado manual, em função de seu processo executivo, apresentam baixas resistências de ponta. O contato do trado com as paredes do furo na fase de escavação culmina no desprendimento de solo e na sua deposição no fundo do furo. A limpeza do furo, além de não ser uma prática comum na região, na maioria das vezes não é realizada com sucesso. Assim, as resistências ao atrito lateral, em geral, são as responsáveis pela capacidade de carga dessas fundações.

### **1.3.2 – Estacas apiloadas**

O processo executivo das estacas apiloadas consiste na abertura do furo por queda livre de um pilão cilíndrico de aço (apiloamento) de massa variando entre 300 kg a 600 kg, diretamente sobre o local de implantação da estaca. Com o apiloamento, ocorre o deslocamento do solo tanto na direção vertical como na direção horizontal.

Após a abertura do furo, na região de Londrina/PR, pode-se optar por duas variantes de concretagem: a) pelo apiloamento do concreto seco (baixo teor água/cimento) em camadas, desde a base até o topo, b) pelo lançamento de um lastro de brita na base do furo (conhecido por “pé”) e posterior apiloamento dessa base, seguido pelo simples lançamento do concreto auto-adensável.

As estacas executadas com o primeiro procedimento descrito foram designadas de estacas apiloadas com apiloamento do concreto, enquanto que as estacas executadas, de acordo com o segundo procedimento, foram designadas de estacas apiloadas com lançamento do concreto e com “pé”.

Em função da utilização do pilão para a abertura do furo, os solos ao redor do fuste dessas estacas e subjacente à ponta das mesmas sofrem uma diminuição do índice de vazios, que implica no aumento de sua resistência mecânica.

Quando as estacas apiloadas são preenchidas por apiloamento do concreto seco, após a abertura do furo por pilão, em etapas desde a base até o topo do furo, acredita-se que a ponta da estaca sofre um alargamento e pequenos bulbos no fuste se formam aumentando com isto a área de contato fuste-solo. Nesse caso, ambas as resistências, de ponta e ao atrito lateral, contribuem para a capacidade de carga da estaca.

No entanto, quando essas estacas são preenchidas por concreto auto-adensável depois da abertura do furo por pilão, precedendo a concretagem, executa-se o “pé” da estaca (lançando-se brita nº 1, no volume de aproximadamente uma “carriola” cheia, seguida do apiloamento do material no fundo do furo através do pilão), havendo portanto um ganho de resistência de ponta significativo em relação à resistência lateral. Maiores detalhes sobre a execução das estacas apiloadas podem ser vistos em Campos (2005).

## **2 – MATERIAIS E MÉTODOS**

### **2.1 – Execução das estacas e das provas de carga**

No CEEG foram executadas estacas escavadas com trado manual (preenchidas com concreto auto-adensável e com solo-cimento plástico) e estacas apiloadas (com lançamento de concreto e “pé” de brita e com apiloamento de concreto), conforme procedimentos já descritos. O Quadro 2 resume o número, o tipo de estacas ensaiadas, assim como suas características geométricas e simbologias adotadas.

**Quadro 2** – Características das estacas de pequeno porte ensaiadas.

Estaca (designação)	Material	D (cm)	L (m)	Quantidade	f <sub>cm</sub> (MPa)	Slump (cm)
Estacas Escavadas com Trado Manual (ETM)						
ETM1L3; ETM2L3; ETM3L3	Concreto	20	3	3	14,7	10
ETM1L6; ETM2L6; ETM3L6			6			
ETM1L3; ETM2L3; ETM3L3	Solo-cimento	20	3			3,3
Estacas Apiloadas com Apiloamento do Concreto (ACA)						
ACA3(1); ACA3(2); ACA3(3)	Concreto	20	3	3	25	0
ACA6(1); ACA6(2); ACA6(3)			6			
Estacas Apiloadas com Lançamento do Concreto e com “Pé” de Brita (ACL)						
ACL3(1); ACL3(2); ACL3(3)	Concreto	20	3	3	20	10
ACL6(1); ACL6(2); ACL6(3)			6			

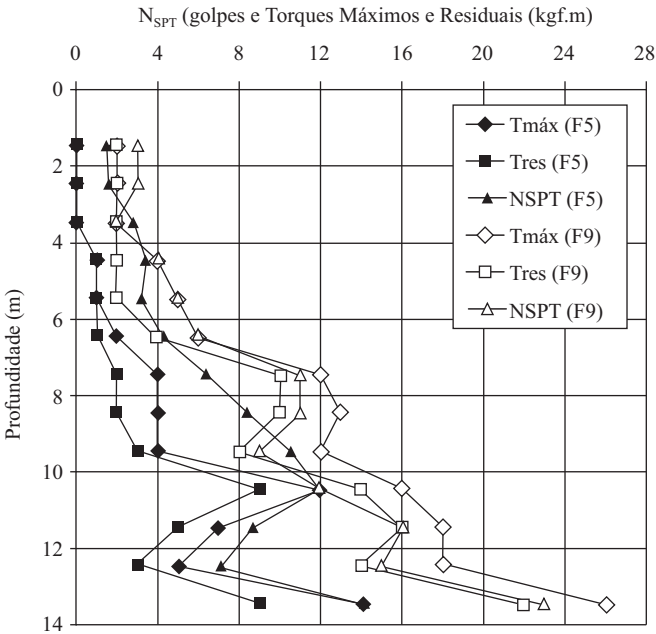
O sistema reativo, para cada estaca broca manual ensaiada, operou através de duas estacas de reação do tipo escavada com trado mecânico (broca mecânica), com comprimento de 8 m e diâmetro de 30 cm. Essas estacas foram armadas com 3 barras de diâmetro 8,0 mm e 7,5 m de comprimento, soldadas a um tirante *Dywidag* (aço de ST 85/105 e diâmetro igual a 32 mm) com 1,0 m de comprimento. A extremidade superior dessa barra ficava acima do nível do terreno cerca de 15 cm, com a finalidade de ser ancorada ao sistema de reação. O concreto utilizado para a execução das estacas de reação foi do tipo usinado de resistência à compressão característica ( $f_{ck}$ ) igual a 15 MPa e *Slump* 7 cm.

Todas as estacas foram submetidas a provas de carga estática à compressão, caracterizadas como do tipo mista (Alonso, 1997), ou seja, os estágios de carregamento iniciais foram do tipo lento até a respectiva carga admissível e, atingida essa carga, os estágios de carregamento prosseguiram do tipo rápido até o deslocamento máximo dos extensômetros (50 mm). O descarregamento foi feito em estágios do tipo rápido (NBR 12.131/91 – ABNT, 1991).

As estacas utilizadas como reações do sistema de carregamento para as estacas apiloadas foram do tipo Strauss, executadas com o pilão de 400 kg para a abertura do furo até 7 m e, após a abertura, foi colocado um tubo de revestimento de diâmetro 32 cm e de 3 m de comprimento. O espaçamento adotado entre estacas de reação foi de três metros. A escavação até 12 m foi realizada por meio de sonda (piteira) e a concretagem com concreto auto-adensável, sem apiloamento, de *Slump* de 17 cm e  $f_{cm}$  de 20 MPa. A armadura dessas estacas se consistiu em quatro barras com  $\phi 8$  mm, todas com 12 m de comprimento, sendo soldadas em suas extremidades a uma barra *Dywidag* com  $\phi 32$  mm e comprimento 1,15 m. A extremidade superior dessa barra também ficava acima do nível do terreno cerca de 15 cm, para servir de ancoragem ao sistema de reação.

O valor de umidade do solo, durante as provas de carga, se situou próximo ao teor de umidade natural, em torno de 33 %, com valor médio correspondente de sucção matricial, estimado segundo a Figura 2, cerca de 90kPa.

As cargas admissíveis foram obtidas por meio do método de previsão semi-empírico baseado no  $N_{SPT}$  e proposto por Décourt e Quaresma (1978). Os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados na estimativa foram iguais a 1,0 (Décourt, 1996). No cálculo da estimativa da capacidade de carga foram utilizados os furos de sondagens SPT-T mais próximos das estacas brocas manuais (Furo 5) e das estacas apiloadas (Furo 9), ilustrados pela Figura 3. O Quadro 3 apresenta os valores das capacidades de carga estimadas para cada fundação, assim como as respectivas cargas admissíveis.



**Fig. 3** – Ensaio SPT-T para os furos 5 e 9.

**Quadro 3** – Valores estimados de capacidade de carga por Décourt e Quaresma (1978).

Estacas	$P_{u,est}$ (kN)	$R_{l,est}$ (kN)	$R_{p,est}$ (kN)	$P_{adm,est}$ (kN)
Escavadas (L = 3 m)	35,0	25,1	9,8	17,5
Escavadas (L = 6 m)	80,3	62,8	17,5	40,2
Apiloadas (L = 3 m)	36,4	25,4	11,0	18,2
Apiloadas (L = 6 m)	90,5	62,9	27,6	45,3

## 2.2 – Métodos de determinação da Capacidade de Carga através das curvas carga versus recalque

Neste trabalho foram utilizados dois métodos de identificação da carga de ruptura: a) proposto por Décourt (1998 e 2002) e b) proposto por Van der Veen (1953). O primeiro método propõe um

gráfico dos valores de rigidez (razão entre carga e respectivo recalque) versus os valores de carga (GR), obtidos do ensaio, sendo o valor limite do recalque, utilizado na regressão linear, igual a 2% do diâmetro da estaca. A reta formada por estes pontos é prolongada até o eixo das abscissas, indicando o valor da carga de ruptura. Em estacas de deslocamento, este método estima a carga de ruptura ( $P_u$ ), como é o caso das estacas apiloadas. Em estacas escavadas, o valor estimado pelo método da rigidez é a resistência ao atrito lateral ( $R_l$ ).

Em função das estacas não serem instrumentadas, para a estimativa da resistência lateral, foi também utilizado o Método de *Brierley* Modificado (MBM), *apud* Décourt (1998 e 2002), no qual são considerados os pontos da curva carga *versus* recalque, situados no intervalo de  $r/D$  (recalque sobre diâmetro da seção transversal do fuste) entre 2 % e 4 %.

O segundo método, modificado por Aoki (1976), consiste em adaptar à curva carga *versus* recalque a uma função exponencial do tipo (1).

$$P = P_u \cdot \left(1 - e^{-(a \cdot r + b)}\right) \quad (1)$$

onde

$P$ : é a carga correspondente a um recalque  $r$ ;

$P_u$ : é a carga última (ruptura física);

$a$ : é o coeficiente de forma da curva;

$b$ : é o intercepto no eixo dos recalques;

O método de Van der Veen (VV) foi utilizado para determinar as cargas de ruptura ( $P_u$ ) das estacas escavadas com trado manual. A determinação da resistência ao atrito lateral ( $R_l$ ) foi realizada adotando-se a proposta de Décourt (1998, 2002) que utiliza o MBM e o Gráfico de Rigidez (GR), considerando os resultados das curvas carga *versus* recalque.

Segundo Décourt (2002), o método MBM, provavelmente, subestima o valor exato de  $R_l$  e o método GR, ao contrário, provavelmente, superestima o valor real de  $R_l$ . Portanto foram consideradas quatro estimativas desta parcela de resistência: a) aquela obtida pelo MBM, b) a mesma, porém majorada de 10%, c) aquela obtida pelo método GR e d) a mesma, porém minorada de 10%. Os valores extremos foram descartados, restando apenas dois valores intermediários, cuja média foi considerada como a melhor estimativa de  $R_l$ .

No caso das estacas apiloadas, os métodos adotados para a determinação da capacidade de carga ( $P_u$ ), por meio das curvas carga *versus* recalque, foram o Van der Veen (VV) e o Gráfico de Rigidez (GR), considerando os valores médios obtidos por ambos os métodos. Na estimativa de  $P_u$  pelo método GR, pelo fato desse método superestimar esse valor, adotou-se a recomendação de minorá-lo em 10 %.

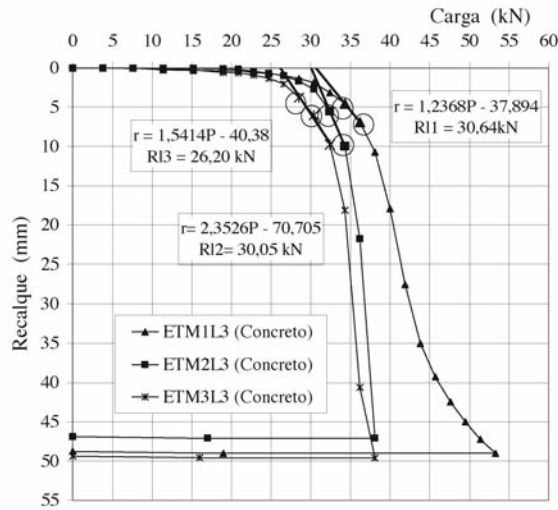
### 3 – RESULTADOS E ANÁLISES

#### 3.1 – Estacas escavadas com trado manual

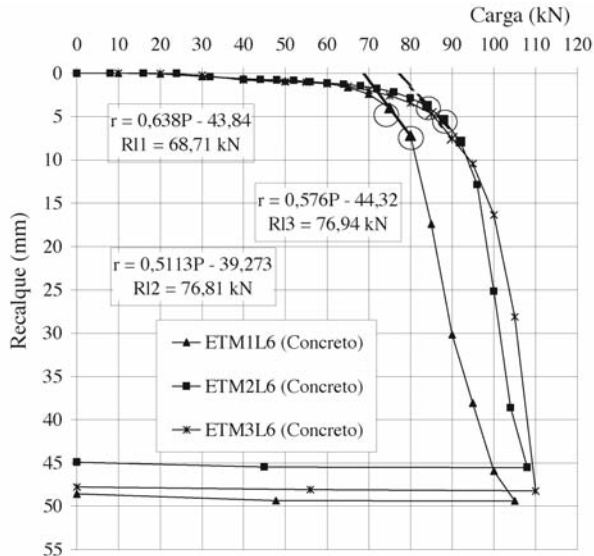
As curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga para as estacas em concreto ( $L = 3$  m e  $L = 6$  m) e em solo-cimento plástico ( $L = 3$  m) estão apresentadas nas Figuras 4 a 6. Junto a essas figuras, estão representados nas curvas os pontos (em maior tamanho) referentes aos valores  $r/D$  entre 2 % e 4 %, para a estimativa da parcela da capacidade de carga resistida pelo atrito

lateral ( $R_l$ ), segundo o MBM. As equações contidas nessas figuras representam a equação da reta que passa pelos pontos e o seu cruzamento com o eixo das cargas define o valor de ( $R_l$ ). As curvas rigidez versus carga, para a estimativa de  $R_l$ , das estacas em concreto ( $L = 3 \text{ m}$  e  $L = 6 \text{ m}$ ) e em solo-cimento plástico ( $L = 3 \text{ m}$ ), estão apresentadas nas Figuras 7 a 9, respectivamente. Juntamente a essas figuras, estão representados os pontos (em maior tamanho) utilizados para o traçado das curvas de tendência, as quais definiram a estimativa da resistência por atrito lateral ( $R_l$ ), segundo o método GR.

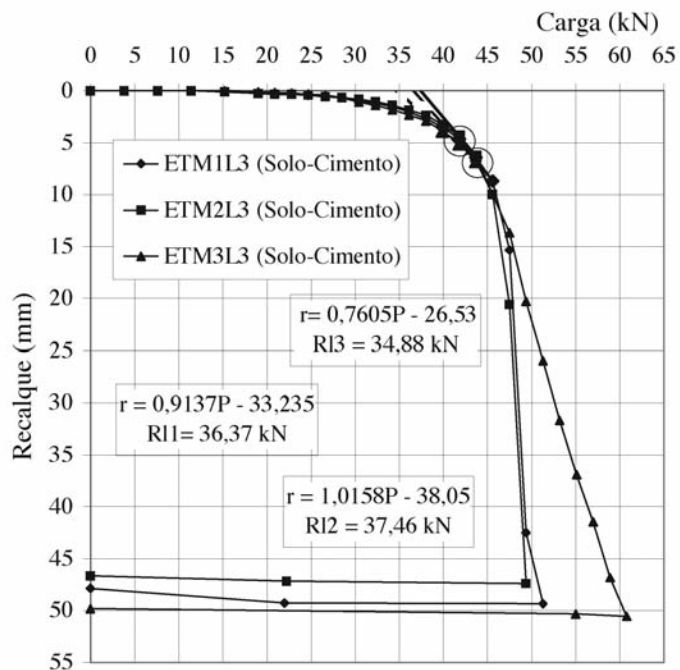
Nas Figuras 4 a 6, empregaram-se os símbolos ( $r$ ) e ( $R_l$ ) para designar a função de recalque em função da carga ( $P$ ) e o valor obtido para a resistência lateral da estaca através do MBM, respectivamente. Além disso, nas Figuras 7 a 9, apresentaram-se uma expressão da carga ( $P$ ) em função da rigidez da estaca ( $R_{ig}$ ) e a estimativa da resistência lateral da estaca ( $R_l$ ) de acordo com o método GR.



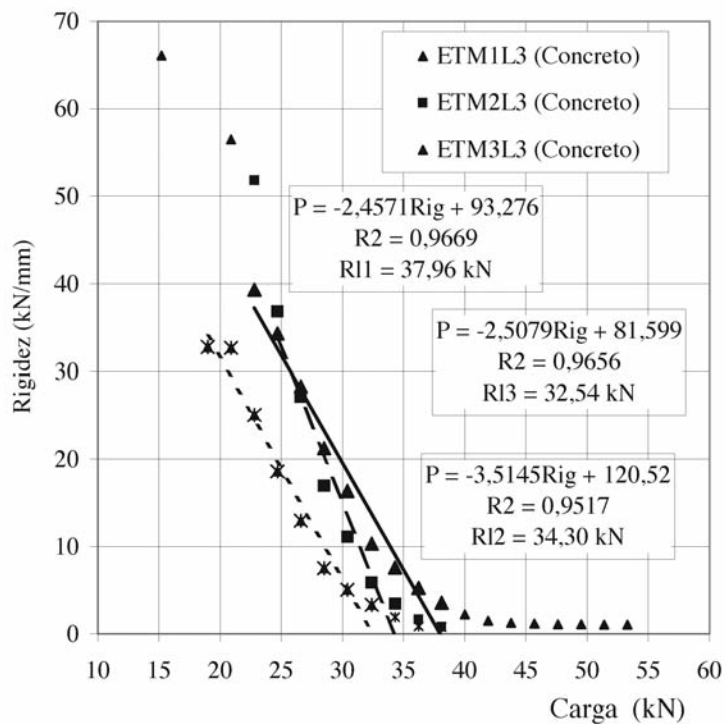
**Fig. 4** – Curvas carga *versus* recalque (ETM com  $L = 3 \text{ m}$  de concreto) e aplicação do MBM.



**Fig. 5** – Curvas carga *versus* recalque (ETM com  $L = 6 \text{ m}$  de concreto) e aplicação do MBM.



**Fig. 6** – Curvas carga versus recalque (ETM com L = 3 m de solo-cimento plástico) e aplicação do MBM.



**Fig. 7** – Curvas carga versus rigidez para as ETM com L = 3 m de concreto.

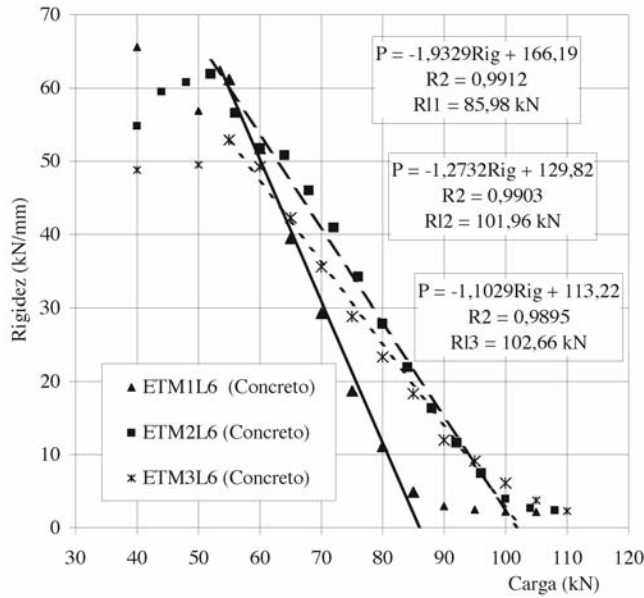


Fig. 8 – Curvas carga *versus* rigidez para as ETM com L = 6 m de concreto.

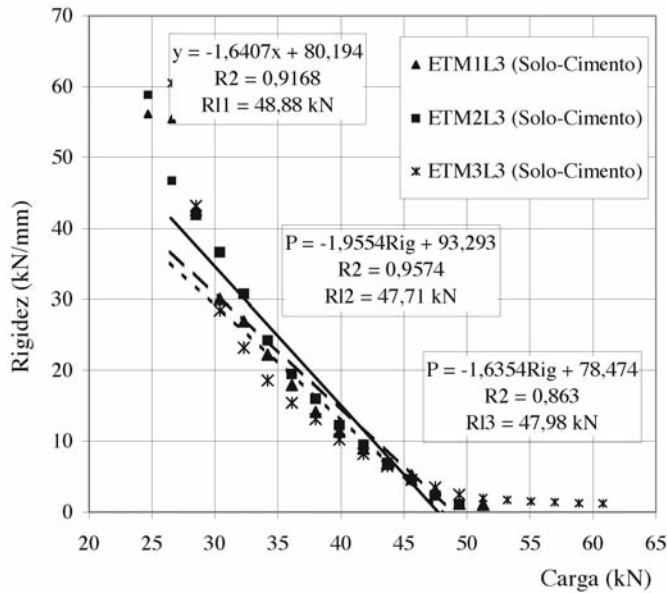


Fig. 9 – Curvas carga *versus* rigidez para as ETM com L = 3 m de solo-cimento plástico.

O Quadro 4 apresenta os valores  $R_f$  obtidos para cada estaca escavada com trado manual, por meio do método MBM e do método GR, e os seus valores majorados de 10 % e minorados de 10 %, respectivamente, devido às observações de Décourt (2002). Além disso, o Quadro 4 apresenta as médias obtidas das estimativas de  $R_f$ . No Quadro 5, encontram-se, para cada estaca ensaiada, os valores de carga de ruptura ( $P_u$ ) e de resistência de ponta, sendo os últimos obtidos pela subtração

dos valores de  $R_l$  dos valores respectivos de  $P_u$ . O Quadro 6 apresenta os valores médios de carga admissível, considerando Fator de Segurança Global (FSG) à ruptura igual a 2,0, segundo a NBR 6122/96 (ABNT, 1996), e os valores médios de recalques referentes à carga admissível.

As curvas carga *versus* recalque das estacas escavadas, mostradas nas Figuras 4 a 6, indicam que todas as fundações apresentaram curvas de comportamentos muito similares. Juntamente com as Figuras 6 a 8, observa-se a aplicabilidade dos métodos de Rigidez e MBM nas fundações estudadas, para a determinação das resistências ao atrito lateral, cujos valores, apresentados no Quadro 4, indicam boa concordância, considerando a dispersão natural do solo da região.

O método executivo dessas estacas se expressa nos baixos valores de resistência de ponta e, conseqüentemente, nos altos valores de  $R_l$ , com relação à  $P_u$ . Esse comportamento pode ser observado pelos valores de  $R_{l, \text{Médio}}$  e de  $R_p$ , apresentados no Quadro 5. No caso das estacas com  $L = 3\text{m}$ , as porcentagens dos valores de  $R_l$  e  $R_p$  com relação aos de  $P_u$  são, em média, 81,7 % e 18,3 %, respectivamente. Para as estacas de solo-cimento, essas porcentagens são muito equivalentes, apresentando, em média, 84 % e 16 %, respectivamente. As estacas de concreto com  $L = 6\text{m}$ , já apresentam um ligeiro aumento da porcentagem de  $R_p$ , cerca de 22,5 %, e uma diminuição da porcentagem de  $R_l$ , em torno de 77,5 %. No Quadro 5 também foram apresentados os valores da resistência lateral unitária média ( $t_{l, \text{Médio}}$ ) e da resistência de ponta unitária média ( $q_{p, \text{Médio}}$ ) das estacas escavadas ensaiadas.

**Quadro 4** – Valores de ( $R_l$ ) estimados pelos métodos MBM e RG, para as estacas escavadas com trado manual.

Estaca escavada com trado manual	$R_l$ (kN)				
	$R_l$ (MBM)	1,1 $R_l$ (MBM)	$R_l$ (GR)	0,9 $R_l$ (GR)	$R_l$ (Média)
ETM1L3 (Concreto)	30,6	33,7	38,0	34,2	34,0
ETM2L3 (Concreto)	30,1	33,1	34,3	30,9	32,0
ETM3L3 (Concreto)	26,2	28,8	32,5	29,3	29,1
ETM1L6 (Concreto)	68,7	75,6	86,0	77,4	76,5
ETM2L6 (Concreto)	76,8	84,5	102,0	91,8	88,1
ETM3L6 (Concreto)	76,9	84,6	102,7	92,4	88,5
ETM1L3 (Solo-cimento)	36,4	40,0	48,9	44,0	42,0
ETM2L3 (Solo-cimento)	37,5	41,2	47,7	42,9	42,0
ETM3L3 (Solo-cimento)	34,9	38,4	48,0	43,2	40,8

As estacas preenchidas com solo-cimento plástico apresentaram, em média, maior valor de resistência ao atrito lateral que a mesma estaca preenchida com concreto, cerca de 31 % superior.

Comparando os valores de  $P_u$ ,  $R_l$ , estimados por Décourt e Quaresma (1978) apresentados no Quadro 3, com os valores obtidos na análise dos resultados das provas de carga, nota-se certo conservadorismo na aplicação deste método para as estacas escavadas na região, principalmente, para as estacas de concreto de maior comprimento e para as estacas de solo-cimento. Os valores de  $R_l$  analisados chegam a ser superiores aos estimados pelo método, em média, de: 26 % para as estacas

**Quadro 5** – Valores de ( $P_u$ ), de ( $R_t$ ) e de ( $R_p$ ) para as estacas escavadas

Estaca escavada com trado manual	$P_{(VV)}$ (kN)	$R_{t,Médio}$ (kN)	$t_{t,Médio}$ (kN/m)	$R_p$ (kN)	$q_{p,Médio}$ (kN/m)
ETM1L3 (Concreto)	40,1	34,0	11,3	6,1	2,0
ETM2L3 (Concreto)	38,1	32,0	10,7	6,1	2,0
ETM3L3 (Concreto)	38,3	29,1	9,7	9,2	3,1
<i>Média</i>	<i>38,8</i>	<i>31,7</i>	<i>10,6</i>	<i>7,1</i>	<i>2,4</i>
ETM1L6 (Concreto)	108,0	76,5	12,8	31,5	5,2
ETM2L6 (Concreto)	108,5	88,1	14,7	20,4	3,4
ETM3L6 (Concreto)	110,2	88,5	14,8	21,7	3,6
<i>Média</i>	<i>108,9</i>	<i>84,4</i>	<i>14,1</i>	<i>24,5</i>	<i>4,1</i>
ETM1L3 (Solo-cimento)	51,4	42,0	14,0	9,4	3,1
ETM2L3 (Solo-cimento)	49,4	42,0	14,0	7,4	2,5
ETM3L3 (Solo-cimento)	47,8	40,8	13,6	7,0	2,3
<i>Média</i>	<i>49,5</i>	<i>41,6</i>	<i>13,9</i>	<i>7,9</i>	<i>2,6</i>

de concreto com  $L = 3\text{m}$ , 34 % para as estacas de concreto com  $L = 6\text{m}$  e 66 %, para as estacas de solo-cimento plástico. Com relação aos valores de  $R_p$  obtidos na análise, nota-se que são ligeiramente menores que os obtidos pela estimativa do método para as estacas de comprimento  $L = 3\text{ m}$ , ou seja, a sua aplicação leva a valores um pouco superestimados. Já para as estacas de maior comprimento tem-se que uma estimativa ligeiramente conservadora, empregando-se o método de Décourt e Quaresma (1978).

Observando os valores de recalques referentes à carga admissível ( $r_{adm}$ ) no Quadro 6, nota-se semelhança de comportamento entre as estacas de concreto e de solo-cimento. As estacas com  $L = 6\text{m}$  apresentam valores de  $r_{adm}$ , cerca de 2,5 vezes superiores aos das estacas de comprimento menores.

**Quadro 6** – Valores médios de ( $P_{adm}$ ) e de ( $r_{adm}$ ) para as estacas escavadas.

Estaca escavada com trado manual	$P_u$ (kN)	$P_{adm}$ (kN)	$r_{adm}$ (mm)
Concreto ( $L = 3\text{m}$ )	38,8	19,4	0,4
Concreto ( $L = 6\text{ m}$ )	108,9	54,4	1,0
Solo-cimento ( $L = 3\text{m}$ )	49,5	24,8	0,4

### 3.2 – Estacas apiloadas

Nas Figuras 10 e 12 mostram-se alguns aspectos observados no fuste de estacas apiloadas, do tipo ACA e ACL, que foram inspecionadas *in situ*. As curvas carga *versus* recalque obtidas nas provas de carga para as estacas apiloadas em concreto ( $L = 3\text{ m}$  e  $L = 6\text{ m}$ ) estão apresentadas nas

Figuras 13 a 16. Nessas figuras, estão representados os pontos referentes aos valores  $r/D$  iguais a 2 % e 4 %, utilizados para a estimativa capacidade de carga por atrito lateral ( $R_l$ ), segundo o MBM.

As curvas carga *versus* rigidez, para a estimativa da capacidade de carga  $P_u$  das estacas apiloadas ACL e ACA com  $L = 3$  m e  $L = 6$  m, estão apresentadas nas Figuras 17 a 20. Também, estão representados os pontos (em maior tamanho) utilizados para o traçado das curvas de tendência, as quais definiram a estimativa de  $P_u$ , segundo o método GR.

Em função do longo período de tempo ocorrido entre a execução das estacas apiloadas e a realização das provas de carga, considerou-se que houve relaxação dos eventuais esforços aprisionados (cargas residuais), desenvolvidos durante os processos de apiloamento.

O Quadro 7 apresenta os valores obtidos de  $R_l$ , para cada estaca ensaiada, por meio do método MBM e os seus valores majorados de 10 %. O Quadro 8 apresenta os valores das estimativas de  $P_u$  pelos métodos de VV e de GR, assim como os valores obtidos por esse último método, minorados em 10 %, e a média dos valores estimados de  $P_u$ . Os valores de capacidade de carga ( $P_u$ ), resistências de ponta ( $R_p$ ) e ao atrito lateral ( $R_l$ ) são apresentados no Quadro 9. No Quadro 10 são apresentados os valores médios de carga admissível, considerando Fator de Segurança Global (FSG) à ruptura igual a 2,0 (NBR 6122/96) e os valores médios de recalques referentes à carga admissível.

As curvas de carga *versus* recalque das estacas apiloadas com lançamento do concreto e com “pé”, apresentadas nas Figuras 13 e 14, mostram que as curvas das estacas de menor comprimento (ACL3), de maneira geral, apresentam um comportamento mais homogêneo do que as obtidas para estacas mais longas (ACL6), apesar da estaca ACL3(1) desviar-se sensivelmente das demais. As estacas ACL6, ao contrário das estacas mais curtas, não foram ensaiadas até o nível de recalque próximo a 50 mm, por limitação do sistema de reação das provas de carga.

Quanto às estacas com apiloamento do concreto, observa-se da Figura 15 que o formato das curvas carga *versus* recalque das estacas curtas (ACA3) são visivelmente semelhantes. Quanto às curvas das estacas mais longas (ACA6) da Figura 16, observa-se uma boa proximidade entre as estacas ACA6(1) e ACA6(2) e uma anomalia ocorrida com a estaca ACA6(3).

Esta discrepância da estaca ACA6(3) foi fruto de uma falha ocorrida na fase de execução e diagnosticada por “estrangulamento do fuste”, ou seja, ocorreu a mistura de solo à massa de concreto ao proceder o apiloamento do fuste, acarretando assim o seu estrangulamento. A Figura 10 mostra a estaca ACA6(3) após sua extração, evidenciando o fato. Dessa maneira, o comportamento da ACA6(3) não foi considerado nos resultados apresentados neste trabalho.

As Figuras 13 a 16 também mostram a aplicabilidade do método MBM para as estacas apiloadas, para a determinação das resistências ao atrito lateral, cujos valores foram apresentados no Quadro 7. Esses valores, no geral, foram mais expressivos para as estacas com apiloamento do concreto. Houve uma exceção desse comportamento observado para a ACL6 (1), que mostrou desempenho muito superior às demais evidenciando a heterogeneidade do solo local, após inspeção *in situ* (Figura 11).

As Figuras 17 a 20 e o Quadro 8 indicam que o uso simultâneo dos métodos de Van der Veen (VV) e o Gráfico de Rigidez (GR) mostra-se bastante satisfatório na definição da capacidade de carga das estacas ACL3 e ACL6, pois os resultados são relativamente próximos. A minoração do resultado do GR em 90% do valor obtido, proposta por Décourt (2002), foi adequada especialmente para as estacas mais longas (ACL6).



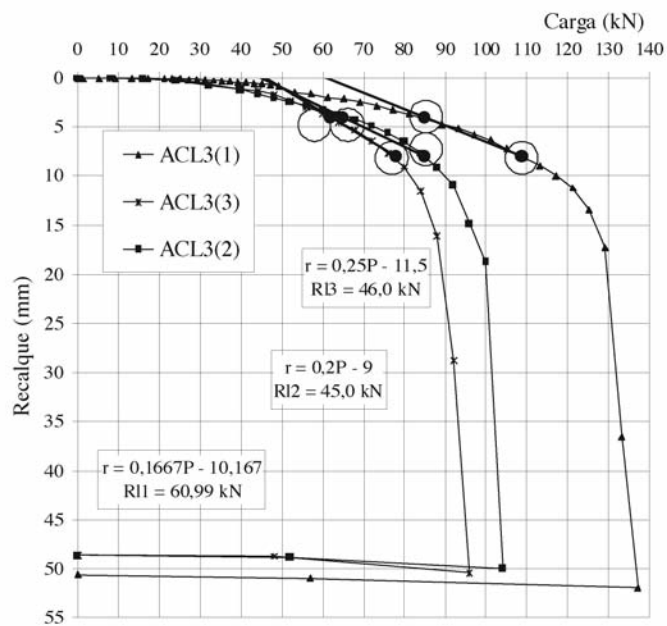
**Fig. 10** – Estrangulamento do fuste da estaca ACA6(3).



**Fig. 11** – Inspeção *in situ* da ACL6(1).



**Fig. 12** – Maior diâmetro das estacas ACAs (à esquerda) em relação às ACLs (à direita).



**Fig. 13** – Curvas carga versus recalque (ACL3) e aplicação do MBM.

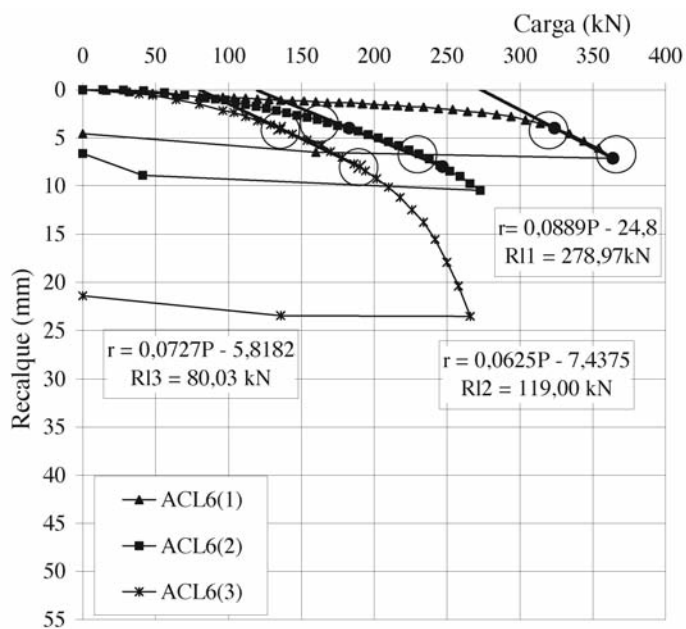


Fig. 14 – Curvas carga *versus* recalque (ACL6) e aplicação do MBM.

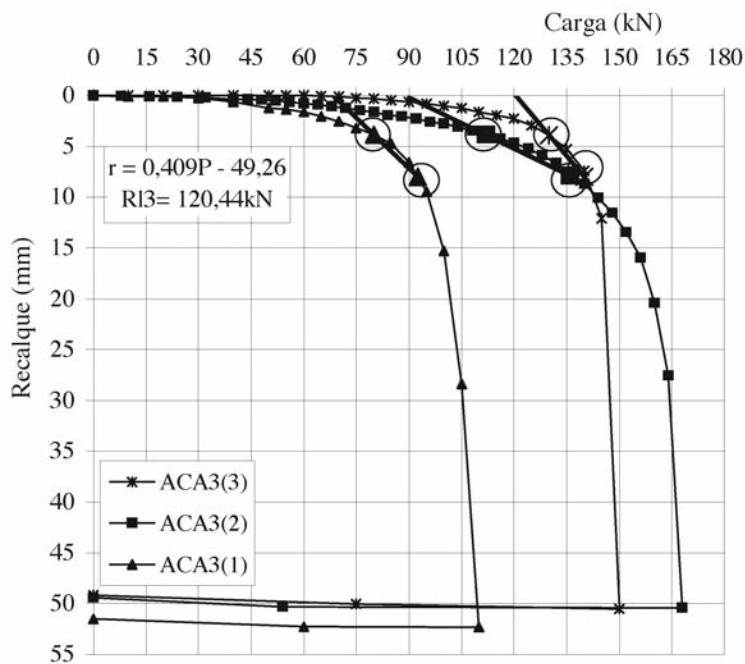


Fig. 15 – Curvas carga *versus* recalque para as (ACA3) e aplicação do MBM.

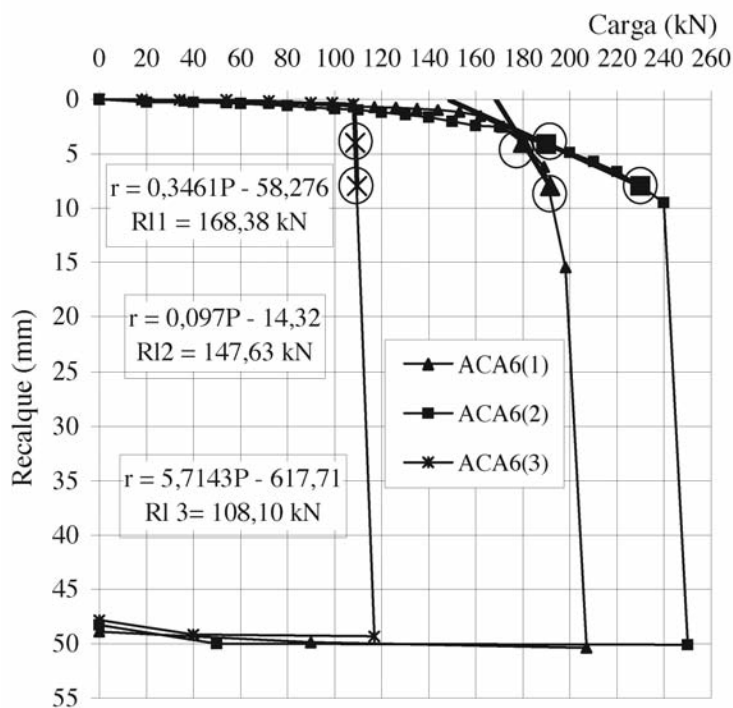


Fig. 16 – Curvas carga *versus* recalque para as (ACA6) e aplicação do MBM.

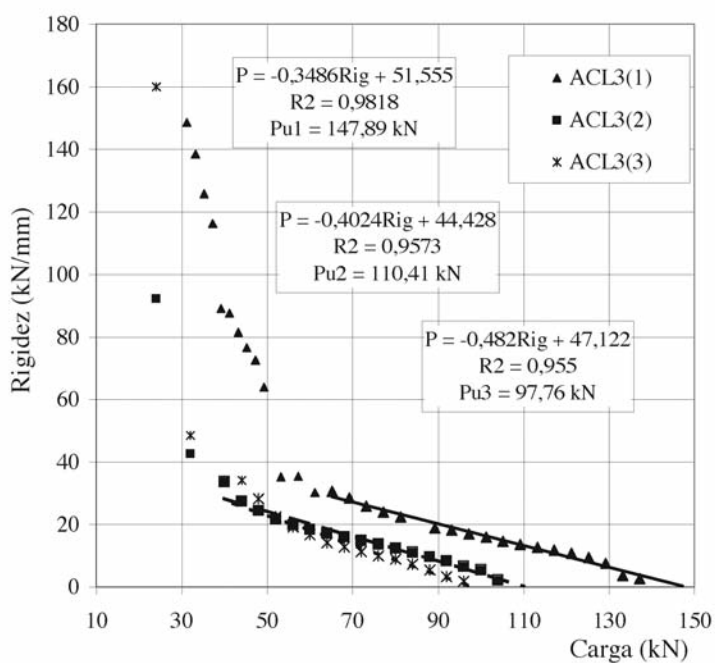


Fig. 17 – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACL com L = 3 m.

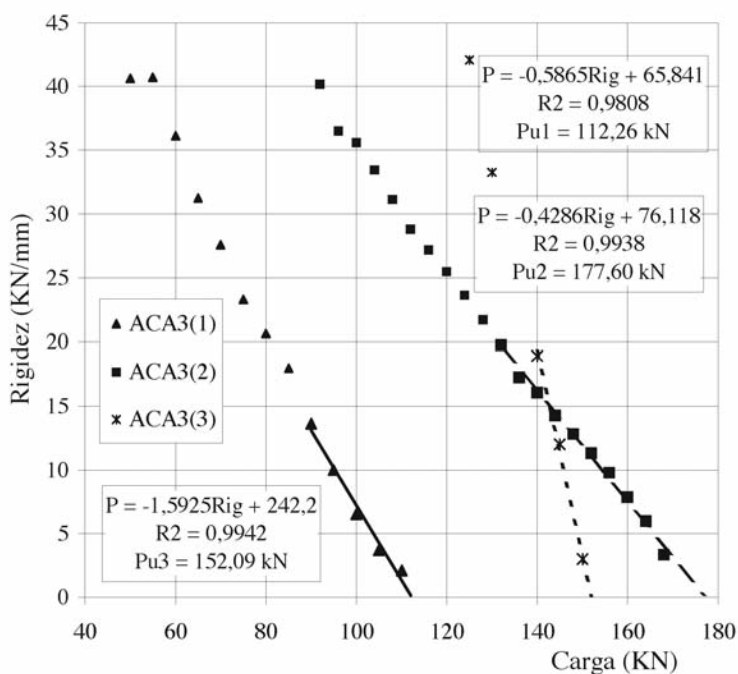


Fig. 18 – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACA com L = 3 m.

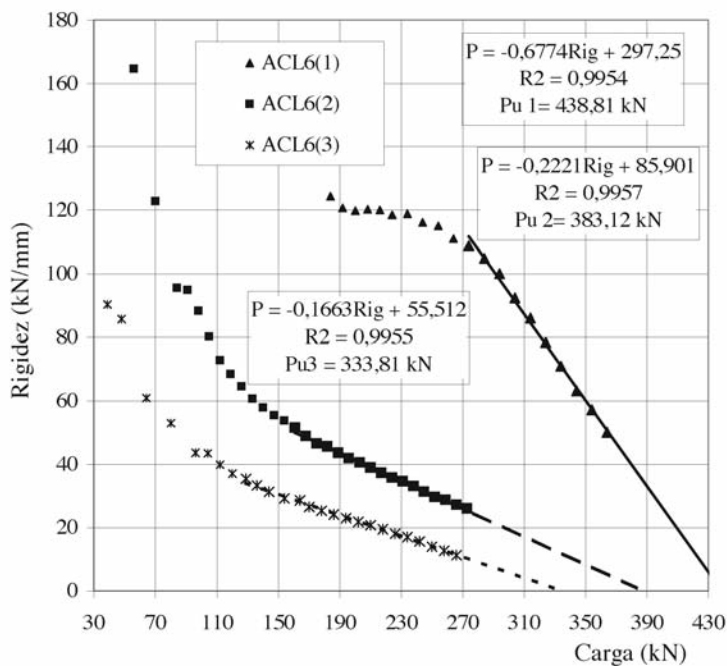
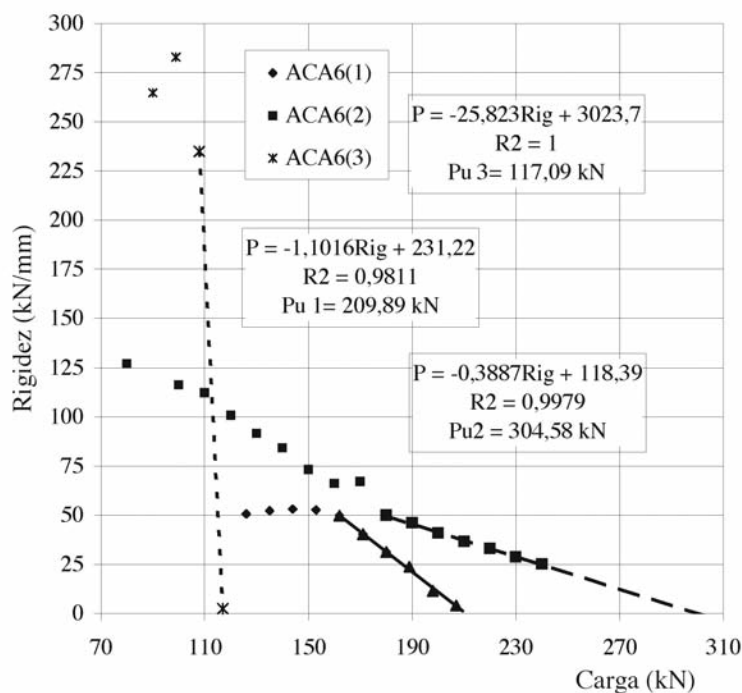


Fig. 19 – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACL com L = 6 m.



**Fig. 20** – Curvas carga *versus* rigidez para as estacas ACA com L = 6 m.

**Quadro 7** – Valores de ( $R_i$ ) estimados pelo método MBM para as estacas apiloadas.

Estaca	$R_i$ (kN)	1,1x $R_i$ (kN)
ACL3(1)	61,0	67,1
ACL3(2)	45,0	49,5
ACL3(3)	46,0	50,6
<i>Média</i>		55,7
ACL6(1)	279,0	306,9
ACL6(2)	119,0	130,9
ACL6(3)	80,0	88,0
<i>Média</i>		175,3
ACA3(1)	68,2	75,0
ACA3(2)	88,6	97,5
ACA3(3)	118,8	130,7
<i>Média</i>		101,1
ACA6(1)	168,4	185,2
ACA6(2)	147,6	162,4
ACA6(3)*	-	-
<i>Média</i>		173,8

\*Valores não considerados, devido à anomalia de comportamento.

**Quadro 8** – Valores de ( $P_u$ ) estimados pelos métodos de Van der Veen (VV) e do Gráfico de Rigidez (GR), para as estacas apiloadas.

Estaca escavada com trado	$P_u$ (kN)			
	$P_u$ (VV)	$P_u$ (GR)	$0,9 \times P_u$ (GR)	$P_u$ méd
ACL3(1)	137,3	147,9	133,1	135,2
ACL3(2)	104,0	110,4	99,4	101,7
ACL3(3)	96,1	97,8	88,0	92,0
<i>Média</i>	109,6			
ACL6(1)	371,8	438,8	394,9	383,4
ACL6(2)	306,6	383,1	344,8	325,7
ACL6(3)	278,4	333,8	300,4	289,4
<i>Média</i>	332,8			
ACA3(1)	110,1	112,3	101,0	105,6
ACA3(2)	168,1	177,6	159,8	164,0
ACA3(3)	150,0	152,1	136,9	143,4
<i>Média</i>	137,7			
ACA6(1)	207,0	210,0	188,9	198,0
ACA6(2)	250,0	304,6	274,1	262,1
<i>Média</i>	230,0			

**Quadro 9** – Valores de ( $P_u$ ), ( $R_l$ ) e ( $R_p$ ) para as estacas apiloadas.

Estaca	$P_u$ méd (kN)	$R_l$ (kN)	$R_p$ (kN)
ACL3(1)	135,2	67,1	68,1
ACL3(2)	101,7	49,5	52,2
ACL3(3)	92,0	50,6	41,4
<i>Média</i>	109,6	55,7	53,9
ACL6(1)	383,4	306,9	76,5
ACL6(2)	325,7	130,9	194,8
ACL6(3)	289,4	88,0	201,4
<i>Média</i>	332,8	175,3	157,6
ACA3(1)	105,6	75,0	30,5
ACA3(2)	164,0	97,5	66,5
ACA3(3)	143,4	130,7	12,7
<i>Média</i>	137,7	101,1	36,6
ACA6(1)	198,0	185,2	12,7
ACA6(2)	262,1	162,4	99,7
<i>Média</i>	230,0	173,8	56,2

Ao contrário das estacas apiloadas do tipo ACL, a sugestão de Décourt (2002) de considerar 90 % do valor obtido do GR, na estimativa de  $P_u$ , parece menos provável às estacas apiloadas do tipo ACA, pois o valor de  $P_u$ , obtido por VV, é mais próximo ao próprio valor extraído do GR, sem qualquer tipo de ajuste (Quadro 8). No entanto, respeitou-se a sugestão do autor na determinação do  $P_u$ .

Comparando-se os valores de  $P_u$ ,  $R_p$  e  $R_l$ , obtidos da análise experimental das curvas (Quadro 9) com aqueles estimados segundo o método de Décourt e Quaresma (1978) (Quadro 3), nota-se uma disparidade entre os resultados para ambos os comprimentos de estaca investigados.

Para as estacas apiloadas de comprimento  $L = 3$  m, os valores de  $P_u$  obtidos na análise experimental apresentaram-se em média de 3 a 3,8 vezes maiores aos estimados. Com relação à comparação entre os valores de  $R_l$ , obtidos da análise de campo, e os estimados, os primeiros chegam a ser de 2 a 4 vezes maiores.

As disparidades são maiores para as resistências de ponta obtidas na análise experimental, principalmente para as estacas com lançamento do concreto e “pé” de brita, chegando a apresentar valores da ordem de 5 vezes maiores que os estimados. Para as estacas com apiloamento do concreto, esses valores foram menores em torno de 3,3 e de 2,0 vezes, respectivamente, para as estacas com  $L = 3$  m e com  $L = 6$  m.

O Quadro 9 revela a considerável resistência de ponta das estacas apiloadas executadas com a técnica de lançamento de concreto (ACL), especialmente as estacas de comprimento  $L = 6,0$  m. Note que as resistências ( $R_l$ ) e ( $R_p$ ) apresentaram-se, em média, com a porcentagem em torno de 50% de  $P_u$ .

As estacas apiloadas do tipo ACA (confeccionadas com a técnica de apiloamento de concreto), para ambos os comprimentos, frustram a expectativa inicial de que tais estacas responderiam por uma expressiva resistência de ponta ( $R_p$ ) devido à formação do bulbo de concreto na ponta destes elementos. Na inspeção *in situ*, após a extração da estaca ACA6(3), não foi observado aumento de seção transversal na ponta da estacas. Para essas estacas de 3 m de comprimento obtiveram-se, em média, valores de  $R_p$  próximo a 27% de  $P_u$ , enquanto para as estacas de 6 m, a contribuição da ponta ( $R_p$ ) foi de, aproximadamente, 24 % do valor de  $P_u$ .

Por outro lado, a parcela de resistência ao atrito lateral ( $R_l$ ) dessas estacas foi compensadora. A contribuição de  $R_l$  foi cerca de 75 % de  $P_u$ , em média, independente do comprimento. A técnica de apiloamento de concreto, portanto, não garantiu a suposta eficiência de ponta destas estacas, mas, em contrapartida, proporcionou a formação dos bulbos laterais ao longo do fuste (promovendo uma significativa resistência ao atrito lateral). Esse fato pôde ser confirmado *in situ*, através da comparação entre os diâmetros finais das estacas, sendo maior para as ACAs em comparação às ACLs (Figura 12).

Do Quadro 10, observando-se os valores de recalques referentes à carga admissível, nota-se que as estacas apiloadas com lançamento de concreto apresentam valores 30 % maiores em média que aqueles obtidos para as estacas apiloadas com apiloamento do concreto.

**Quadro 10** – Valores médios de ( $P_{adm}$ ) e de ( $r_{adm}$ ) para as estacas apiloadas.

Estaca apiloadas	$P_u$ (kN)	$P_{adm}$ (kN)	$r_{adm}$ (mm)
ACL3	109,6	54,8	1,4
ACL6	332,8	166,4	1,6
ACA3	137,7	68,8	1,2
ACA6	230,0	115,0	1,1

### 3.3 – Análise comparativa

Analizando os valores médios de  $P_u$ ,  $R_l$  e  $R_p$ , obtidos para as estacas escavadas com trado manual de concreto (Quadro 5) e para as estacas apiloadas (Quadro 9), admitindo, simplificadamente,

que não existem esforços aprisionados desenvolvidos durante o processo de apiloamento, podem-se fazer as seguintes observações:

a) com relação à  $P_u$ , as estacas escavadas com trado manual apresentam um valor em torno de 34 % do valor das ACLs, independente do comprimento da estaca. Porém, quando se compara o valor de  $P_u$  das estacas escavadas com o das ACAs, a importância do comprimento é significativa. Para estacas com  $L = 3\text{m}$ , o valor médio de  $P_u$  das escavadas é 28 % do das apiloadas com apiloamento do concreto e, para as estacas com  $L = 6\text{m}$ , chega a ser em torno de 47 %.

b) o valor das resistências ao atrito lateral ( $R_l$ ) das estacas escavadas é menor que o das apiloadas com lançamento do concreto e com “pé”, em torno de 50 %. Percebe-se que, apesar da abertura do furo com o pilão deixar as paredes lisas, em comparação com as paredes ranhuradas pela abertura através do trado manual, as estacas apiloadas apresentam cerca do dobro das resistências ao atrito lateral. No caso da comparação do valor de  $R_l$  das estacas escavadas com o das apiloadas com apiloamento do concreto, nota-se que o primeiro valor é cerca de 31%, para as estacas com  $L = 3\text{m}$ , e 49%, para as com  $L = 6\text{m}$ , indicando maior influência dos bulbos dos fustes no ganho de  $R_l$  para as estacas de menor comprimento.

c) enfim, considerando o valor de  $R_p$  das estacas escavadas, percebe-se que se apresenta em torno de 14 % do valor das ACLs, 19 % do valor das ACA3s e 44 % do valor das ACA6s. Esses resultados mostram a influência do lastro de brita no aumento de  $R_p$  para as ACLs e a ineficiência dos bulbos de base das ACAs no ganho de resistência de ponta, no caso das estacas de maior comprimento.

#### 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

As provas de carga à compressão, executadas em estacas escavadas com trado manual e apiloadas, embutidas em solo argiloso, laterítico e residual de basalto de Londrina/PR, no teor de umidade natural, indicaram as seguintes considerações finais:

As estacas escavadas com trado manual apresentaram valores de resistência de ponta baixos com relação aos de resistência ao atrito lateral, em função do processo executivo que permite o acúmulo de solo fofo no fundo do furo, após sua escavação.

As estacas escavadas com trado manual, preenchidas com solo-cimento plástico, apresentaram, em média, valor de resistência ao atrito lateral maior que a mesma estaca preenchida com concreto, cerca de 30 %. O uso do solo-cimento plástico, como material de preenchimento das estacas escavadas com trado manual em obras de pequeno porte na região de Londrina/PR, mostrou-se viável, sendo em termos de material 56,6 % mais econômico do que o concreto.

As estacas apiloadas apresentaram-se como uma melhor alternativa de elemento de fundação, para as obras de pequeno e médio porte na região de Londrina/PR, visto que sua técnica construtiva confere a elas melhor desempenho mecânico, se comparadas às estacas escavadas com trado manual, de mesmas dimensões. Considerando que o seu método construtivo é simples e o custo de execução é relativamente baixo, pode-se atingir um ganho (eficiência/economia) para esta opção de fundação.

Os resultados das provas de carga das estacas apiloadas com lançamento de concreto e com “pé” (“lastro de brita” apilado na ponta antes da concretagem) apontam melhor eficiência de resistência de ponta, se comparados aos das estacas apiloadas com apiloamento do concreto.

No entanto, a técnica construtiva de apiloar o concreto conferiu melhor resistência ao atrito/adeseção lateral (fuste), ou seja, o processo executivo possivelmente proporcionou eficiência na formação dos bulbos laterais, ao longo do comprimento das mesmas.

Os valores estimados de resistências de ponta ( $R_p$ ) e ao atrito lateral ( $R_l$ ), utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978), apresentaram-se conservativos, frente aos valores dessas mesmas resistências, obtidos por meio das provas de carga estática à compressão. Esses resultados são possivelmente justificados pela influência do comportamento laterítico das argilas de Londrina/PR, no desempenho de fundações assentes neste solo, que as confere resistência muito superior a outras, executadas em solos não lateríticos, com igual valor de  $N_{SPT}$ .

As interpretações dos resultados de campo foram fundamentadas em alguns métodos bem conhecidos da literatura, porém passíveis de eventuais distorções. Assim, os resultados experimentais apresentados no trabalho, apesar de não serem conclusivos, são fortes indicativos do comportamento mecânico das fundações ensaiadas. No entanto, deve-se destacar, que além de laterítica, estas argilas são comprovadamente colapsíveis e assim, a interferência desse fenômeno necessita avaliação futura, através de provas de carga com o terreno na condição inundado.

## **5 – AGRADECIMENTOS**

Os autores gostariam de registrar os seus agradecimentos às seguintes pessoas e instituições: ao técnico Pedro Cândido de Souza do Laboratório de Geotecnia da UEL, à Prefeitura do Campus Universitário da UEL, ao Laboratório de Topografia do Departamento de Geociências da UEL, à BASESTAC Engenharia de Fundações e Estaqueamento Ltda, à Cia. De Cimento ITAMBÉ, à Construtora CONSTRUBLOK Ltda, ao Ferro e Aço BERTIN Ltda, à Pedreira URBALON Ltda, aos Protendidos DYWIDAG Ltda, à Universidade Estadual de Maringá (UEM) e à Universidade de São Paulo (campus São Carlos/Departamento de Geotecnia).

## **6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- Alonso, U. R. Prova de carga estática em estacas (uma proposta para revisão da norma NBR 12.131). Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.20, n.1, p.47-59. 1997.
- Aoki, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso (Extensão Universitária em Engenharia de Fundações). Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44 p. 1976.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT. Rochas e Solos. Terminologia. NBR 6502. 1980.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT. Solo - Análise Granulométrica. NBR 7181, Rio de Janeiro/RJ. 1984.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT. Estacas – prova de carga estática. NBR 12.131, Rio de Janeiro/RJ, 4 p. 1991.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT. Projeto e Execução de Fundações. NBR 6.122, Rio de Janeiro/RJ. 1996.
- Campos, G. G. G. Análises experimental e numérica do comportamento de estacas apiloadas em solo laterítico de Londrina/PR. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Londrina. Londrina. 2005.
- Cozzolino, V. M. N. e Nogami, J. S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. Revista Solos e Rochas. ABMS/ABGE, v.16, n. 2, p.77-91. 1993.
- Décourt, L. e Quaresma, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro. Anais Rio de Janeiro: ABMS, v.1, p. 45-54. 1978.

- Décourt, L. Estacas – análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH et. Al. Fundações: teoria e prática. São Paulo: Editora Pini, cap.8.1, p.265-301. 1996.
- Décourt, L. Ruptura de fundações e coeficientes de segurança à luz do conceito de rigidez. In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 3, Brasília/DF. Anais Brasília: AMBS. p.1599-1606. 1998.
- Décourt, L. Capacidade de carga em estacas executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina. Algumas ponderações. In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 3. São Paulo. Anais São Paulo: ABMS, p.1545-1555. 2002.
- Ignatius, S. G. Solos tropicais: proposta de índice classificatório. Revista Solos & Rochas, São Paulo, v.14, n.2. p.89-93. 1991.
- Lopes, F. F.; Fazinga, W. R.; Teixeira, R. S. Avaliação do potencial colapsível da camada superficial porosa da região de Londrina. In: Encontro Anual de Iniciação Científica. Anais. Londrina, v. 1, p. 419 – 420. 2000.
- Miguel, M. G.; Belincanta, A.; Branco, C. J. M. da C., Pinese, J. P. P. e Teixeira, R. S. Caracterização geotécnica do subsolo da cidade de Londrina/PR. In: 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Ouro Preto/MG. CDRom. 2002.
- Miguel, M. G.; Belincanta, A.; Branco, C. J. M. da C. e Teixeira, R. S. Comportamento de estacas escavadas com trado manual em solo colapsíveis de Londrina/PR. In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá/PR. Anais Maringá/PR: UEM, p. 315-331. 2003.
- Miguel, M. G.; Gonçalves, R. L. e Belincanta, A. Estudo de viabilidade do uso de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado manual em Londrina/PR. In: IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. (GEOSUL'2004), 1, Curitiba/PR. Anais Curitiba: ABMS/UFPR, p. 263-270. 2004.
- Miguel, M. G. Belincanta, A. Influência da colapsibilidade do solo de Londrina/PR na capacidade de carga de estacas escavadas com trado manual. In: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 1, São Carlos/SP. Anais São Carlos: AMBS/EESC, p.369-375. 2004.
- Padilha, A. C. C. Determinação da curva característica de sucção da camada de solo poroso da cidade de Londrina/PR. Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso. Centro de Tecnologia e Urbanismo. Universidade Estadual de Londrina, 56p. 2004.
- Teixeira, R. S.; Miguel, M. G.; Branco, C. J. M da C. e Pinese, P. P. Caracterização Geológico-Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica “Prof. Saburo Morimoto” da Universidade Estadual de Londrina (UEL). In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá/PR. Anais Maringá: UEM, p.165-182. 2003.
- Van Der Veen, C. The Bearing Capacity of a Pile. In: Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, Zurich, p. 84-90. 1953.
- Vargas, M. Engineering properties of residual soils from South Central region of Brazil. In: ICICACEG, 2, IAGE, v. IV, pp 5.1-5.26, São Paulo. 1974.
- Vargas, M. The concept of tropical soils.. In: Intl. Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, 1, ISSMFE, v. 3, pp. 101-134, Brasília. 1985.
- Vaz, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. Solos e Rochas, São Paulo, v.19:2, p.117-136. 1996.