

# RECALQUES EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS – ANÁLISE EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

## *Settlement in deep foundations - continuous flight augers analysis*

Pedro Lucas Prununciati<sup>1</sup>, Jean Rodrigo Garcia<sup>2</sup>, Tiago Garcia Rodriguez<sup>3</sup>

Recebido em 17 de julho de 2017; recebido para revisão em 22 de julho de 2017; aceito em 09 de agosto de 2017;  
disponível on-line em 03 de outubro de 2017



### PALAVRAS CHAVE:

Recalque;  
Previsão de recalque;  
Métodos de previsão;  
Prova de carga;  
Estaca hélice contínua.

### KEYWORDS:

Settlement;  
Prediction of settlement;  
Prediction Methods;  
Load test;  
Continuous flight auger.

**RESUMO:** O recalque em fundações profundas e sua influência numa edificação tem se mostrado um parâmetro crítico, já que em diversos projetos a capacidade de carga não é o fator limitante, mas sim o recalque que a estrutura pode suportar em seu estado limite de serviço (ELS). Neste trabalho, são analisados resultados de deslocamento para uma estaca, estimados a partir dos métodos de Poulos e Davis (1980), Vésic (1969, 1975a) e Cintra e Aoki (2010), comparando-os com o valor recalque obtido por ensaios de prova de carga. Para tal, se apresentam três ensaios com carregamento do tipo lento, seguindo instruções da NBR12131 (ABNT, 2006), executados em estacas hélice contínua instrumentadas, com comprimentos de 14,75 m, 12,85 m e 21,80 m e diâmetros de 70 cm, 60 cm e 70 cm, respectivamente. Essas estacas foram ensaiadas no município de Itatiba, em uma região onde sondagens à percussão demonstram a predominância de areia e silte. Para as estacas analisadas, o método proposto por Cintra e Aoki (2010) mostrou melhor resultado para a estimativa do recalque, quando comparado aos resultados de recalque obtidos em prova de carga. O método Poulos e Davis (1980) obteve desempenho menos satisfatório, resultando uma margem de erro de 16%, para mais ou para menos. O método de Vésic (1969, 1975a) se mostrou conservador e, nos casos analisados, resultou uma superestimativa de 138%, quando comparados aos valores de prova de carga.

**ABSTRACT:** The settlement in deep foundations and its influence appears to be a critical parameter, as in many projects, the load capacity of a pile is not the limiting factor, but the settlement which the structure can suffer on its serviceability limit state (SLS) is. In this research, the settlement results of a pile, estimated by the methods of Poulos e Davis (1980), Vésic (1969, 1975a) and Cintra e Aoki (2010) will be analyzed, to be compared with the value of settlement obtained from load tests. Three slow type load tests, following the instructions of NBR12131 (ABNT, 2006) are presented, carried out in instrumented continuous flight augers, with lengths of 14,75 m, 12,85 m and 21,80 m and diameters of 70 cm, 60 cm and 70 cm, respectively. Those piles were tested in the city of Itatiba, in a region where standard penetration tests evidenced the predominance of sand and silt. In the analyzed piles, the Cintra e Aoki (2010) method has shown the best result for a settlement estimate, when compared with the value obtained by a load test. The Poulos e Davis method (1980) obtained a less satisfactory performance, resulting a margin of sampling error of plus or minus 16%. The Vésic method (1969, 1975a) has shown to be conservative, resulting, in the analyzed cases, an overestimate of 138%, when compared with the load tests values.

### \* Contato com os autores:

<sup>1</sup>e-mail: pedro.prununciati@hotmail.com ( P. L. Prununciati )

Engenheiro Civil pela Faculdade de Engenharia de Sorocaba, pedro.prununciati@hotmail.com.

<sup>2</sup>e-mail: jean.garcia@ufu.br ( J. R. Garcia )

Doutor em Engenharia Civil, Professor adjunto da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia,  
(34) 32394118.

<sup>3</sup>e-mail: tiago@geoprova.com.br ( T. G. Rodriguez )

Mestre em Engenharia Civil pelo programa de Pós-Graduação em Estruturas e Geotécnica da Universidade Estadual de Campinas, sócio-diretor da Geoprova engenharia, ensaios e monitoramentos.

## 1. INTRODUÇÃO

O emprego de fundações do tipo estaca hélice monitorada tem aumentado significativamente, principalmente na região sudeste do Brasil.

A evolução e o crescimento exponencial do uso deste tipo de estaca, tem promovido a busca de métodos de previsão da capacidade de carga com maior precisão ou até mesmo a adaptação daqueles que já existem. O aprimoramento dos métodos de previsão demanda um melhor entendimento do processo de interação estaca-solo, visando obter uma maior previsibilidade do comportamento carga vs. recalque.

O recalque em fundações profundas e sua influência numa edificação tem se mostrado um parâmetro crítico, já que em diversos projetos a capacidade de carga não é o fator limitante, mas sim o recalque que a estrutura pode suportar sem sofrer danos, ou seja, no seu estado limite de serviço (ELS).

Porém, devido à grande dificuldade em determinar as propriedades mecânicas do solo, em virtude de sua característica anisotrópica e a grande variabilidade dos métodos executivos de estacas, definir os parâmetros de interação estaca-solo torna-se um desafio para a geotecnia. Conseqüentemente, o estudo dos recalques em fundações profundas é, muitas vezes, negligenciado pelo meio técnico.

Atualmente, as previsões de recalque nas estacas para um projeto, são resultantes de métodos de cálculo semiempíricos baseados em ensaios de campo realizados em diversos solos no território brasileiro. Em seguida, essas previsões são comparadas com resultados de prova de carga, monitoramento de recalques de estruturas e por retroanálise. Nesse sentido, este trabalho tem por objetivo contribuir com o entendimento de recalque em fundações profundas, bem como comparar fórmulas teóricas e semiempíricas de previsão de recalque com resultados obtidos por meio de três ensaios de provas de carga lenta à compressão em estaca tipo hélice contínua.

## 2. MÉTODOS PARA A ESTIMATIVA DE RECALQUE

Sabe-se que qualquer projeto de fundações deve atender aos critérios dos estados limite último (ELU), que faz referência à capacidade de carga da estrutura e, concomitantemente ao estado limite de serviço (ELS), que está ligado às limitações impostas ao uso da estrutura.

Do ponto de vista do estado limite de serviço, quando uma estrutura sofre recalque, os danos causados podem impactar sobre os aspectos arquitetônicos, estruturais e/ou funcionais.

Dentro desse contexto, alguns autores desenvolveram métodos semiempíricos de cálculo na tentativa de prever o quanto um elemento de fundação profunda irá recalcar, a partir da interação solo-estrutura, levando em consideração as propriedades do solo no contato com o elemento de fundação, bem como algumas peculiaridades inerentes a metodologia executiva de estacas.

### 2.1 MÉTODO POULOS E DAVIS (1980)

Adotando a ideia de se dividir a estaca em elementos uniformemente carregados e os esforços cisalhantes nas superfícies desses elementos atuando de maneira uniforme, o valor do deslocamento é obtido compatibilizando os deslocamentos da estaca com o deslocamento do solo adjacente para cada elemento da estaca (BARROS, 2012).

É possível obter o deslocamento da estaca considerando sua compressibilidade quando imposta a um carregamento axial à compressão. Para deslocamentos do solo, utiliza-se a resolução da equação de Mindlin.

Através dessas considerações, Poulos e Davis (1980) chegaram à seguinte equação para estacas de ponta, isto é, aquela que a estaca está apoiada em uma camada resistente de solo (Equação 1):

$$\rho = \frac{P}{D * E_s} * I_p \quad \text{Eq. [1]}$$

Em que:

$\rho$  = deslocamento (mm);  
**P** = carga aplicada na estaca (kN);  
**E<sub>s</sub>** = módulo de deformabilidade do solo (MPa);  
**I<sub>p</sub>** =  $I_0 * R_k * R_h * R_u$ ;  
**I<sub>0</sub>** = fator de influência para deformações;  
**R<sub>k</sub>** = fator de correção para a compressibilidade da estaca;  
**R<sub>h</sub>** = espessura h (finita) de solo compressível;  
**R<sub>u</sub>** = correção para o coeficiente de Poisson do solo ( $\nu_s$ );  
**D** = diâmetro da estaca (m).

O método proposto por Poulos e Davis é diretamente sensível a fatores como espessura da camada de solo, o comprimento da estaca, coeficiente de Poisson e o módulo de deformabilidade do solo, fazendo com que estes parâmetros exerçam elevada influência na determinação dos valores de  $I_0$ ,  $R_k$ ,  $R_h$ , e  $R_u$ , utilizando os ábacos propostos por estes mesmos autores.

**2.2 MÉTODO VÉSIC (1969, 1975a)**

O método de previsão de recalque proposto por Vésic admite a ideia de que o deslocamento total de uma fundação profunda é resultado da soma de três parcelas de recalque: encurtamento elástico da estaca, recalque do solo que receberá a carga de ponta e recalque do solo devido às cargas de atrito lateral, transmitidas ao longo do fuste.

**2.2.1 RECALQUE DEVIDO AO ENCURTAMENTO ELÁSTICO**

O recalque devido ao encurtamento elástico pode ser determinado em função da distribuição do atrito lateral e do valor de carga de ponta, através da Equação 2 (ALBUQUERQUE, 2001):

$$s_e = (Q_p + \alpha_{ss} * Q_{lat}) * \frac{L}{A * E_c} \quad \text{Eq. [2]}$$

Em que:

**S<sub>e</sub>** = recalque devido ao encurtamento elástico (m);  
**Q<sub>p</sub>** = carga na ponta no estágio de carregamento (kN);  
**Q<sub>lat</sub>** = carga lateral no estágio de carregamento (kN);  
**A** = área da seção transversal da estaca (m<sup>2</sup>);  
**E<sub>c</sub>** = módulo de deformabilidade do material da estaca (MPa);  
 **$\alpha_{ss}$**  = fator que depende da distribuição do atrito ao longo do fuste;  
**L** = comprimento da estaca (m).

**2.2.2 RECALQUE DEVIDO AO SOLO**

A Equação 3 que se refere ao recalque devido à carga transmitida na ponta é a seguinte:

$$s_p = \frac{C_p * Q_p}{\phi * q_p} \quad \text{Eq. [3]}$$

Em que:

**S<sub>p</sub>** = recalque devido a carga transmitida na ponta (m);  
 **$\phi$**  = diâmetro da estaca (m);  
**C<sub>p</sub>** = coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo de estaca;  
**q<sub>p</sub>** = reação de ponta da estaca (kPa);  
**Q<sub>p</sub>** = carga na ponta no estágio de carregamento (kN).

Para o recalque devido à distribuição de carga no fuste, tem-se a Equação 4:

$$s_f = \frac{C_s * Q_{lat}}{L * q_p} \quad \text{Eq. [4]}$$

Em que:

**S<sub>f</sub>** = recalque devido a distribuição da carga no fuste (m);  
**C<sub>s</sub>** = coeficiente que depende do tipo de solo e do tipo de estaca;  
**Q<sub>lat</sub>** = carga lateral no estágio de carregamento (kN);  
**L** = comprimento da estaca (m);  
**q<sub>p</sub>** = reação de ponta da estaca (kPa).

Conforme proposto por Vésic (1969, 1975a), o valor de  $C_s$  pode ser obtido através de uma relação entre o tipo de solo e seu grau de

compacidade, o tipo de estaca, seu diâmetro e comprimento.

Para obter o valor de  $\alpha_{ss}$ , Vésic (1969, 1975a) propõe um valor para cada tipo de distribuição de atrito. Para o caso analisado, considerou-se uma distribuição do atrito do tipo triangular, com valor máximo no topo da estaca e zero na ponta. Para tal situação  $\alpha_{ss}$  assume o valor de 0,67.

## 2.3 MÉTODO CINTRA E AOKI (2010)

### 2.3.1 ENCURTAMENTO ELÁSTICO

Para o encurtamento elástico, leva-se em consideração a capacidade de carga admissível e o esforço normal da estaca, resultante devido ao carregamento aplicado, levando em consideração as seguintes hipóteses:

- A carga vertical aplicada no topo da estaca deve ser superior à resistência lateral e menor que a capacidade de carga. Dessa forma, todo o atrito lateral será mobilizado e será necessário o acionamento da resistência de ponta;
- A reação de ponta deve ser inferior à resistência de ponta na ruptura e suficiente para o equilíbrio das forças. Isto é, a soma entre a reação de ponta da estaca e seu atrito lateral deve ser de mesmo valor que a carga vertical aplicada no topo da estaca.

Uma vez atribuído os valores de esforço normal da estaca, aplicando-se a Lei de Hooke, o encurtamento elástico da estaca pode ser obtido por meio da Equação 5:

$$\rho_e = \frac{1}{A * E_c} * \Sigma(P_i * L_i) \quad \text{Eq. [5]}$$

Em que:

- $\rho_e$  = encurtamento elástico da estaca (mm);  
**A** = área da seção transversal do fuste da estaca (m<sup>2</sup>);  
**E<sub>c</sub>** = módulo de deformabilidade do concreto (MPa);  
**P<sub>i</sub>** = esforço normal médio na camada “i” (kN);

**L<sub>i</sub>** = comprimento da camada “i” (m).

### 2.3.2 RECALQUE DO SOLO

Segundo Cintra e Aoki (2010), a estaca aplica cargas ao solo, ao longo do contato com o fuste e transmite a carga ao solo situado na ponta da estaca.

Neste método, a parcela de recalque de uma estaca devido à carga de ponta é calculada considerando a força devido a reação de ponta, vertical e para baixo e que a aplicação dessa força gerará tensões nas camadas subjacentes.

Admitindo que essa camada subjacente possua espessura “H” e que a distância vertical entre o ponto de aplicação da carga até o topo dessa camada seja “h” e, supondo que a propagação de tensões ocorra na proporção 1:2 (horizontal e vertical, respectivamente), o acréscimo de tensões pode ser obtido a partir da Equação 6:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2} \quad \text{Eq. [6]}$$

Em que:

- $\Delta\sigma_p$  = acréscimo de tensões (kPa);  
**D** = diâmetro da base da estaca (m);  
**P<sub>p</sub>** = reação de ponta (kN);  
**H** = espessura da camada subjacente (m);  
**h** = distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m).

A parcela de recalque devido à reação às cargas laterais é calculada de maneira semelhante a anterior, isto é, considera-se que as reações às parcelas de resistência lateral também produzem uma tensão adicional na camada de solo subjacente.

Dessa forma, tem-se que o acréscimo de tensões devido às reações às parcelas de resistência lateral através da Equação 7:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2} \quad \text{Eq. [7]}$$

Em que:

- $\Delta\sigma_i$  = acréscimo de tensões (kPa);  
**D** = diâmetro do fuste da estaca (m);

$R_{Li}$  = resistência de atrito lateral (kN);  
**H** = comprimento da camada subjacente (m);  
**h** = distância entre o ponto de aplicação da carga até o topo da camada H (m).

Finalmente, o recalque do solo ( $\rho_s$ ) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade (CINTRA e AOKI, 2010), admitindo variação de tensões com as deformações de forma linear (Equação 8):

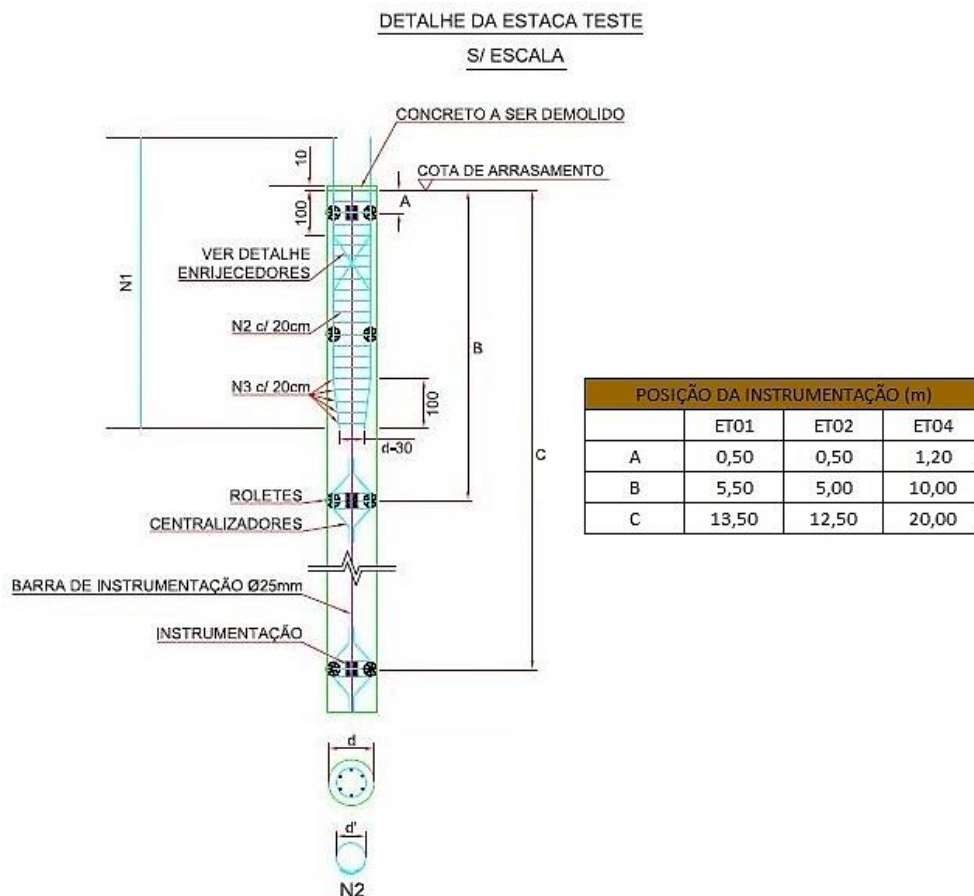
$$\rho_s = \Sigma \left( \frac{\Delta\sigma}{E_s} * H \right) \quad \text{Eq. [8]}$$

Em que:

$P_s$  = recalque devido ao solo (mm);  
 $\Delta\sigma$  = soma de todas as tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta (kPa);  
**H** = comprimento da camada subjacente (m);  
 $E_s$  = Módulo de deformabilidade da camada de solo (MPa).

### 3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

Localizado na cidade de Itatiba-SP, para o empreendimento foram realizados cinco ensaios de prova de carga em estacas instrumentadas com o carregamento do tipo lento, porém os ensaios considerados para análise neste trabalho serão referentes somente à três estacas: ET01, ET02 e ET04 e serão denominados PCE01, PCE02 e PCE04, respectivamente. A instrumentação foi posicionada em três pontos distintos ao longo do comprimento de cada estaca: um no topo, um intermediário, e um na ponta, sendo que em cada nível, foram colocados aos pares, sensores de força. A Figura 1 exemplifica o posicionamento da instrumentação na estaca.



**FIGURA 1:** Detalhe da posição da instrumentação das estacas teste.  
**FONTE:** Adaptado de GEOPROVA (2015).

### 3.1 PARÂMETROS GEOMECÂNICOS

Os métodos de estimativa de recalque exemplificados anteriormente demandam algumas propriedades do solo e/ou da estaca que devem ser estimados por meio de equações e de acordo com a experiência acumulada. Nesse sentido, para obtenção dos parâmetros necessários ao cálculo, fez-se necessário o uso de correlações dos resultados do ensaio SPT, no intuito de estimar as propriedades mecânicas deste material.

Avaliando o resultado das sondagens, notou-se que, pela nomenclatura, os solos mais presentes foram silte e areia, acompanhados por uma pequena presença de argila e, ao associar com o índice de penetração SPT, atingiu-se um grau de compactação variando entre pouco compacto e muito compacto (além da presença da argila de consistência média), avaliado através da regência da NBR 6484 (ABNT, 2001).

Para a determinação do módulo de deformabilidade do solo e o coeficiente de Poisson, Joppert (2007) propõe a utilização dos dados, relacionando-os ao grau de compactação e do tipo do solo. A Tabela 1 apresenta os valores utilizados para o desenvolvimento do cálculo.

Para estimativa do valor do módulo de deformabilidade da estaca, empregou-se conforme descrito na norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

### 3.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O método de Poulos e Davis (1980) parte da hipótese de que a estaca deve estar em solo homogêneo, situação que não ocorre em nenhum dos casos analisados, demandando atenção quando da sua utilização nesse quesito.

Para simular um módulo de deformabilidade e de Poisson, considerou-se uma média ponderada entre os valores correlacionados e dessa forma admitiu-se o fator de correção para a compressibilidade da estaca ( $R_k$ ) e o valor de correção para o coeficiente de Poisson do solo ( $R_u$ ).

No método de Vésic (1969, 1975a), para os valores de carga de ponta e lateral no estágio de carregamento, foram considerados os valores demonstrados nos gráficos gerados devido ao ensaio de prova de carga, pela instrumentação da estaca.

Considerou-se, para o método Cintra e Aoki (2010) de previsão de recalque, para comportamento do diagrama de esforço normal na estaca, valores de esforço normal médio ( $P_i$ ) para cada camada ( $L_i$ ) e os valores de resistência lateral e de ponta ( $R_{Li}$  e  $P_p$ , respectivamente), foram considerados os valores demonstrados nos gráficos gerados devido ao ensaio de prova de carga, pela instrumentação da estaca.

O módulo de deformabilidade do solo foi estimado utilizando os valores da Tabela 1.

**TABELA 1:** Parâmetros de deformabilidade do solo em função do SPT.

TIPO DE SOLO	GRAU DE COMPACIDADE	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (kN/m <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE POISSON ( $\nu$ )
Areia e solos arenosos	Pouco compacta	9500	0,35
	Medianamente compacta	27000	
	Compacta	55000	
	Muito compacta	70000	
Argila e solos Argilosos	Média	3900	0,45

FONTE: Adaptado de Joppert (2007).



## 4. RESULTADOS

Neste item, apresentam-se os resultados obtidos por meio do ensaio de prova de carga nas estacas, como a curva de carga vs. deslocamento, curva de transferência de carga em profundidade, obtidos por meio da instrumentação instalada na estaca, assim como os resultados de deslocamento remetidos pelo ensaio de prova de carga para a carga de trabalho da estaca e as respectivas estimativas de recalque calculadas por meio dos métodos propostos anteriormente.

### 4.1 ESTACA ET01 (COMPRIMENTO = 14,75 METROS; DIÂMETRO = 70 CENTÍMETROS)

Os valores de deslocamento devido à carga aplicada na estaca no ensaio estão demonstrados na Figura 2.

Através da curva representada por meio da Figura 2, é possível analisar que o deslocamento para a carga máxima aplicada no ensaio foi aproximadamente 76 mm.

Para a estaca em questão, a Figura 3 remete os resultados da instrumentação, isto é, a transferência de carga ao longo do fuste e na ponta, devido ao carregamento do ensaio de prova de carga.

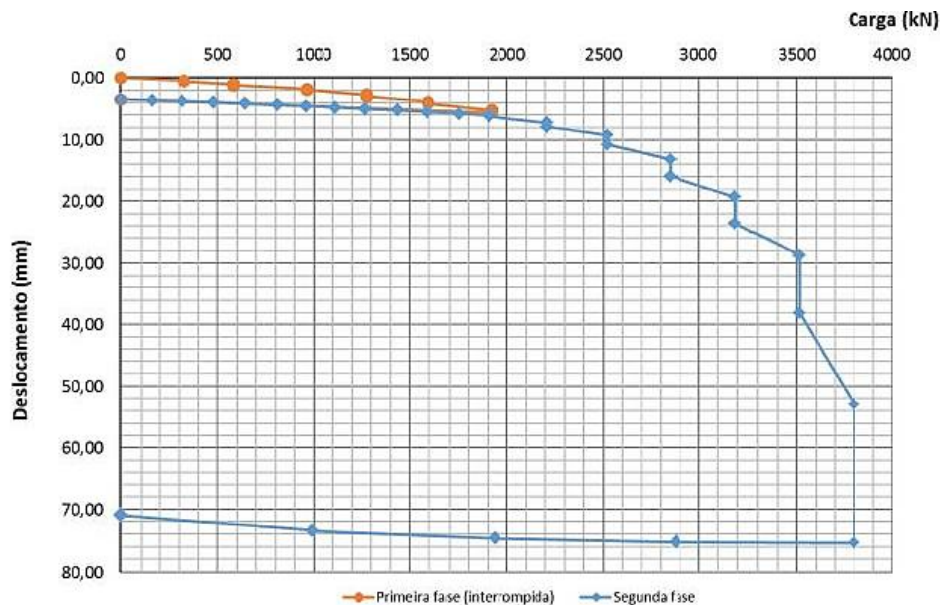


FIGURA 2: Curva Carga vs. deslocamento PCE01 – ET01.

FONTE: Adaptado de GEOPROVA (2015).

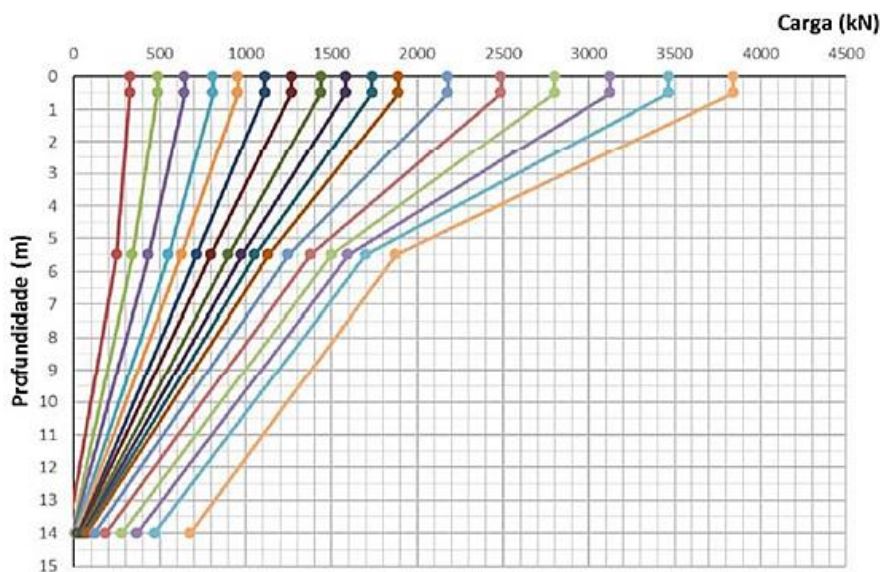


FIGURA 3: Distribuição carga vs. profundidade PCE01 – ET01.

FONTE: Adaptado de GEOPROVA (2015).

É possível observar o deslocamento acentuado do ponto na profundidade final do gráfico (14 metros) a partir da carga de 2200 kN.

Na Tabela 2, estão apresentados os valores de deslocamento estimados através dos métodos propostos anteriormente, assim como o valor de deslocamento obtido no ensaio de prova de carga PCE01, para a carga de utilização de 1.900 kN.

TABELA 2: Valores de deslocamento – ET01 (Carga = 1900 kN).	
Método	Deslocamento (mm)
Poulos & Davis (1980)	5,13
Vésic (1969, 1975A)	14,6
Cintra & Aoki (2010)	4,78
Prova de carga	6,14

FONTE: Aatoria Própria (2016).

#### 4.2 ESTACA ET02 (COMPRIMENTO = 12,85 METROS; DIÂMETRO = 60 CENTÍMETROS)

Os valores de deslocamento devido à carga aplicada na estaca no ensaio estão demonstrados na Figura 4.

Para a estaca ET02, a maior carga aplicada no ensaio foi de 2600 kN, porém o deslocamento máximo acumulado de aproximadamente 77 mm, ocorreu no estágio de descarregamento, para a carga de aproximadamente 1850 kN.

Realizado o ensaio de prova de carga, os valores de transferência de carga ao longo do fuste, para cada estágio de carga do ensaio foram transmitidos a um gráfico (Figura 5).

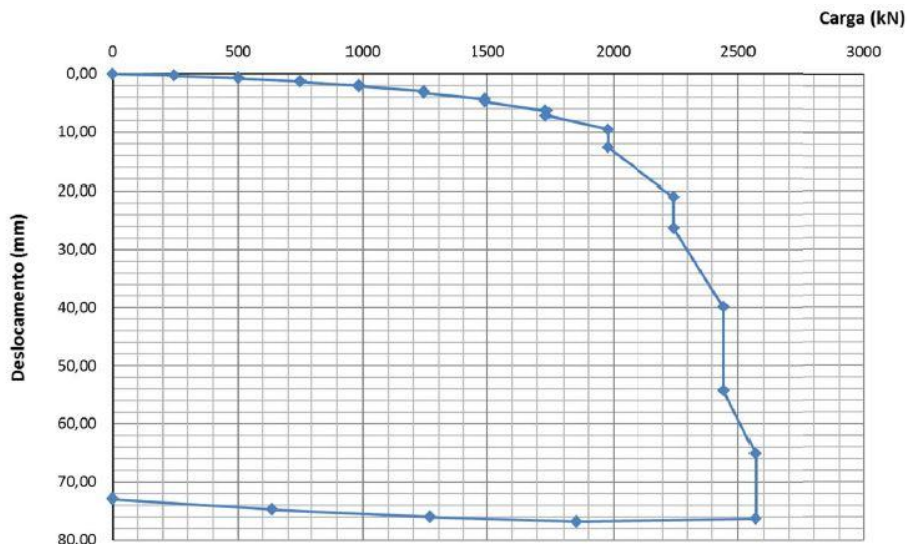


FIGURA 4: Curva Carga vs. deslocamento PCE02 – ET02.

FONTE: Adaptado de GEOPROVA (2015).

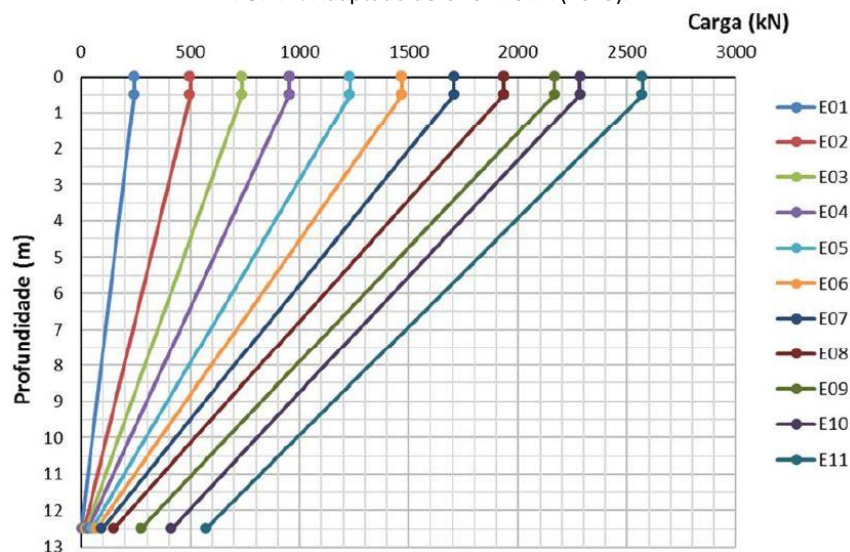


FIGURA 5: Distribuição carga vs. profundidade PCE02 – ET02.

FONTE: Adaptado de GEOPROVA (2015).



É possível notar que, nesse ensaio, houve falhas na instrumentação intermediária da estaca teste e, por isso, não foi possível obter valores de força nessa posição.

A resistência de ponta começa a ser nitidamente solicitada no estágio de carga de aproximadamente 1.700 kN. Neste estágio, pode ser observado no gráfico o deslocamento acentuado do ponto na profundidade final do gráfico (12,5 metros).

Na Tabela 3, estão apresentados os valores de deslocamento estimados através dos métodos propostos anteriormente, assim como o valor de deslocamento obtido no ensaio de prova de carga PCE02, para a carga de utilização de 1.284,5 kN.

TABELA 3: Valores de deslocamento – ET02 (Carga = 1284,5 kN).	
Método	Deslocamento (mm)
Poulos & Davis (1980)	3,85
Vésic (1969, 1975A)	9,17
Cintra & Aoki (2010)	3,56
Prova de carga	3,27

FONTE: Autoria Própria (2016).

**4.3 ESTACA ET04 (COMPRIMENTO = 21,80 METROS; DIÂMETRO = 70 CENTÍMETROS)**

Os valores de deslocamento devido à carga aplicada na estaca no ensaio estão demonstrados na Figura 6. Nesse caso, para a carga máxima aplicada, o deslocamento acumulado resultante é máximo, com um valor de aproximadamente 70 mm.

A estaca de maior comprimento resultou uma distribuição das cargas nos diferentes estágios de carregamento conforme o gráfico exibido na Figura 7.

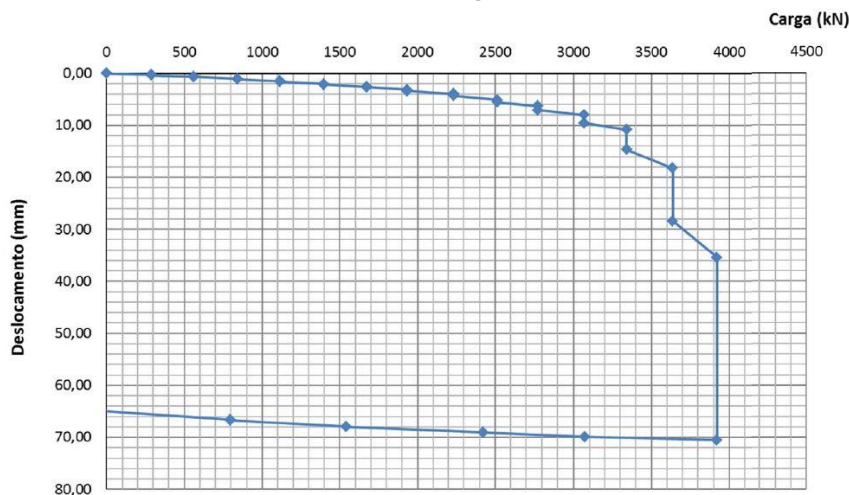


FIGURA 6: Curva Carga vs. deslocamento PCE04 – ET04.

FONTE: Adaptado de GEOPROVA (2015).

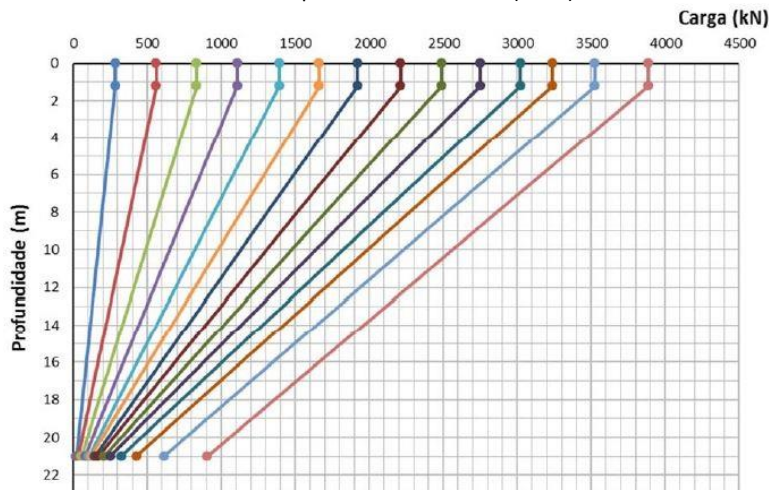


FIGURA 7: Distribuição carga vs. profundidade PCE04 – ET04.

FONTE: Adaptado de GEOPROVA (2015).

Semelhante ao ocorrido na ET02, as falhas da instrumentação não permitiram uma análise com maior precisão das forças no ponto intermediário do fuste, mas, ainda se é capaz de determinar que, a ponta começa a ser solicitada no estágio para a carga de 2500 kN. É possível observar no gráfico o início de um deslocamento acentuado do ponto na profundidade final do gráfico (21 metros).

Na Tabela 4, estão apresentados os valores de deslocamento estimados através dos métodos propostos anteriormente, assim como o valor de deslocamento obtido no ensaio de prova de carga PCE04, para a carga de utilização de 1.960,5 kN.

TABELA 4: Valores de deslocamento – ET02 (Carga = 1.960,5 kN).	
Método	Deslocamento (mm)
Poulos & Davis (1980)	3,85
Vésic (1969, 1975A)	9,17
Cintra & Aoki (2010)	3,56
Prova de carga	3,27

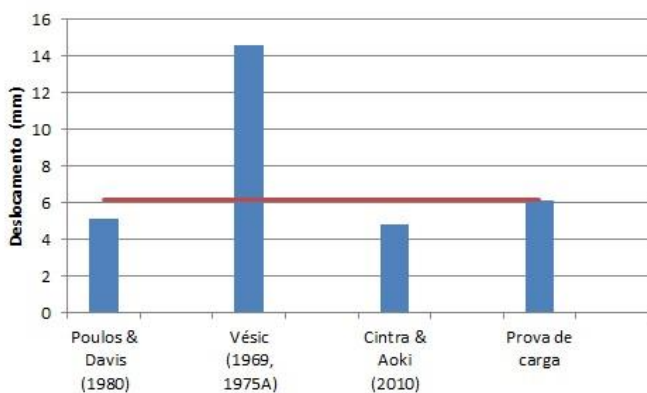
FONTE: Autoria Própria (2016).

### 5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Com propósito de comparação, criaram-se três gráficos (Figuras 8, 9 e 10), um para cada estaca analisada, demonstrando os resultados de cálculo de recalque dos métodos propostos e o resultado do ensaio de prova de carga.

Analisando a Figura 8, nota-se que o método que resultou um valor próximo daquele obtido na prova de carga foi o de Poulos & Davis (1980), mesmo apresentando um valor de recalque menor, sendo esta diferença da ordem de 16%.

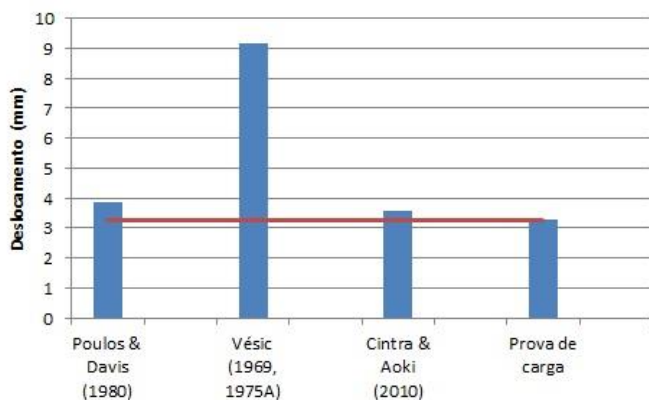
O método semiempírico de Vésic (1969, 1975a) resultou em uma diferença para com a prova de carga de 138%, para um modo conservador e o método Cintra e Aoki (2010) resultou em um valor de deslocamento 22% menor em relação ao obtido na prova de carga.



Deslocamento PCE (mm)	
6,14	
Erro associado (Método/PCE) (%)	
Poulos & Davis (1980)	16
Vésic (1969, 1975A)	138
Cintra & Aoki (2010)	22

FIGURA 8: Valores de deslocamento resultantes para a estaca ET01.

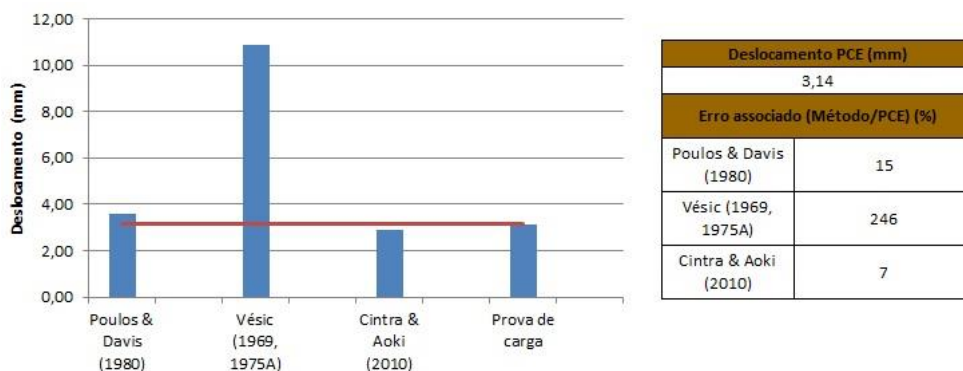
FONTE: Autoria Própria (2016).



Deslocamento PCE (mm)	
3,27	
Erro associado (Método/PCE) (%)	
Poulos & Davis (1980)	18
Vésic (1969, 1975A)	180
Cintra & Aoki (2010)	9

FIGURA 9: Valores de deslocamento resultantes para a estaca ET02.

FONTE: Autoria Própria (2016).



**FIGURA 10:** Valores de deslocamento resultantes para a estaca ET04.

**FONTE:** Autoria Própria (2016).

Para o segundo caso analisado (ET02, Figura 9), contempla-se uma maior eficiência do método Cintra e Aoki (2010) atingindo o deslocamento próximo daquele obtido na prova de carga, porém, dessa vez, com uma margem conservadora de aproximadamente 9%.

O método Poulos e Davis (1980), de maneira conservadora, resultou 18% acima, em relação ao resultado de prova de carga.

O método de Vésic (1969, 1975a) extrapolou para um valor de deslocamento com uma diferença de 180%, quando comparado ao deslocamento obtido na prova de carga.

Para a estaca ET04 (Figura 10), o método Cintra e Aoki (2010) mostrou ser preciso na previsão do recalque para a estaca, sendo o que melhor estimou o recalque em comparação ao valor obtido na prova de carga, apresentando uma diferença de 7%.

O método de Poulos e Davis (1980) resultou numa estimativa 15% superior ao valor do recalque obtida na prova de carga. Essa é a menor margem de erro quando se compara as relações entre o resultado da prova de carga/método Poulos e Davis.

Vésic (1969, 1975a) demonstrou novamente um valor superior, resultando em um deslocamento de 246% superior em relação ao resultado da prova de carga.

De maneira geral, as estacas em questão foram executadas em solos com características geológicas e geotécnicas semelhantes, registrando a presença de silte e areia nas camadas que compreendem a maior parte do comprimento das

estacas. Sendo assim, os métodos que levam em consideração parâmetros do solo, como o de Cintra e Aoki (2010), deveriam exibir maior regularidade nos valores obtidos. Apesar de que, quando se compara os valores resultantes através desse método, nota-se que em apenas um caso (estaca ET02), o recalque estimado é conservador, isto é, maior que o valor obtido pelo ensaio de prova de carga.

Mesmo contrariando a condição de que o método funciona de forma precisa somente para estacas presentes apenas em solo homogêneo e, apesar de resultar um valor arrojado e outros dois conservadores, o método de Poulos e Davis (1980) demonstrou atuar sempre dentro de uma margem de erro menor que 20% e ser, de maneira geral, o segundo método preciso, quando comparado aos ensaios de prova de carga.

O método semiempírico de Vésic (1969, 1975a) não foi eficiente para as análises em questão, resultando valores nada condizentes quando comparados aos resultados dos testes de prova de carga.

Talvez, devido a relacionar-se com características da estaca e do carregamento e levar em conta apenas um coeficiente de correção para o solo ( $C_p$ ) que deixa uma margem para erros, já que dificilmente o solo será areia, argila ou silte puro.

## 6. CONCLUSÃO

Diante das análises realizadas neste trabalho e do contexto avaliado, os resultados

permitem concluir que ao se empregar métodos semiempíricos de estimativa de recalque, às características do solo devem ser cuidadosamente avaliadas, principalmente nos casos em que os parâmetros empregados por estes são obtidos por meio de correlações semiempíricas. Haja visto, que no caso analisado, os resultados próximos do deslocamento resultante do ensaio de prova de carga foram obtidos pelos métodos de Cintra e Aoki (2010), seguido de Poulos e Davis (1980).

O método de Vésic (1969, 1975a) superestimou o valor do recalque em relação ao da prova de carga, o que pode ser atribuído ao fato de que este considera de modo superficial as características de solo.

O método de Cintra e Aoki (2010) e o método de Poulos e Davis (1980), se mostram adequados à estimativa do recalque para o caso analisado, entretanto, a estimativa de recalque pelo primeiro método é superior ao segundo. Quando comparados, os métodos de Cintra e Aoki (2010) e Poulos e Davis (1980) demonstram comportamentos semelhantes. Tal semelhança pode ser devido à proximidade dos parâmetros de resistência mecânica do solo e do material da estaca empregados para estimar o recalque.

A variação dos resultados analisados neste trabalho pode ser atribuída ao fato de terem sido obtidos por correlações em função dos resultados do ensaio SPT. Dessa forma, a previsão do deslocamento de fundações profundas de maneira exata em todas as situações de solo existentes tem sua variabilidade aumentada.

Contudo, é comprovada a influência que uma análise de recalque pode ter em uma fundação. Isto é, para o dimensionamento geotécnico, dependendo do método utilizado para estimativa de deslocamento e/ou dos parâmetros levados em consideração, um projetista pode superestimar as características geométricas de uma fundação, ou então comprometer a integridade, funcionamento e estabilidade de uma estrutura.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, P. J. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**, 2001. 297f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. 2. ed. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.12. ed. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. 2. ed. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 2006.
- BARROS, N. B. F. **Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estacas hélice contínua**, 2012. 252f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP/EESC), São Carlos, 2012.
- CINTRA, J. C. A; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico, 1. ed, São Paulo, Oficina de textos, 2010, 96p.
- GEOPROVA. **Relatório técnico**: prova de carga estática. EXE-15002-PCE-REL-001-R00. Campinas – SP. 2015. 63p.
- JOPPERT JUNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios**: qualidade total na gestão do projeto e execução, 1. ed, São Paulo, PINI, 2007, 221p.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. 1. ed, Sydney, T. William Lambe *et. al*, 1980, 397p.
- VÉSIC, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sand. **Performance of Deep Foundation, ASTM -- SPEC Techn. Publ.**, nº 444, p.177-222. 1969.
- VÉSIC, A. S. General report on excavations and deep foundations. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5º, 1975a, Buenos Aires, **Proceedings...**, Buenos Aires, 1975a. v.5, p.373-387.