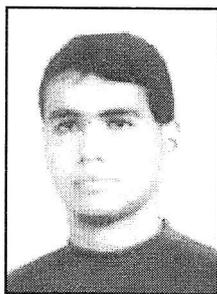
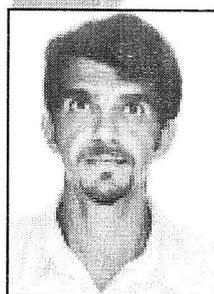




# COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA, ESTÁTICOS E SEMI- EMPÍRICOS E DINÂMICOS, ATRAVÉS DO CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS



(1)



(2)

## **Wandemyr Mata dos Santos Filho (1)**

Engenheiro Civil - UFPa, Mestre em Geotecnia - Professor do Curso de Engenharia Civil da UNAMA e Pesquisador da UNAMA.

## **Stoessel Farah Sadalla Neto (2)**

Engenheiro Civil - UNAMA, Mestre em Geotecnia - Professor do Curso de Engenharia Civil da UNAMA e Pesquisador da UNAMA.



# COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA, ESTÁTICOS E SEMI-EMPÍRICOS E DINÂMICOS, ATRAVÉS DO CONTROLE DE CRAVAÇÃO DE ESTACAS

## RESUMO:

Com o objetivo de avaliar o comportamento de estacas pré-moldadas empregou-se neste trabalho, métodos usuais de previsão de capacidade de carga, neste caso, compreendendo somente os métodos estáticos semi-empíricos e dinâmicos, através do acompanhamento da cravação de estacas de um prédio na cidade de Belém – PA.

Valore de nega, repique elástico, profundidade de assentamento e perfis da estratigrafia do terreno obtidos através de ensaios de investigação de campo do tipo SPT, são anotados e posteriormente empregados na estimativa da avaliação da carga admissível das estacas através de formulações dinâmicas. O controle realizado através de formulações dinâmicas torna-se bastante recomendável na prática, principalmente como parâmetro comparativo com os resultados de capacidade de carga das estacas obtidos através de formulações estáticas, pois desse modo consegue-se, apesar do custo relativamente baixo, um controle considerado satisfatório durante a etapa construtiva do processo de execução da cravação de estacas.

## INTRODUÇÃO

Dentre as mais diversificadas estruturas de fundação profundas, cravadas ou escavadas, utilizadas para submeter-se a carregamentos elevados, neste trabalho será apresentado o relato de um caso prático de execução de fundação em estaca cravada pré-moldada de concreto, na cidade de Belém – PA.

Para se obter um coeficiente de segurança aceitável em uma fundação, é necessário que o elemento estrutural apresente uma resistência de ruptura superior a capacidade de ruptura do solo. A interpretação dessas cargas admissíveis integradas entre a estaca e o solo (onde a mesma se encon-

tra) é obtida por meio de formulações empíricas que são baseadas em resultados de ensaios de SPT e pelas fórmulas dinâmicas que estão relacionadas, tanto com a energia de cravação no topo da estaca como a Lei de Hooke.

O objetivo principal deste trabalho, é apresentar um comparativo entre as cargas admissíveis determinadas pelas formulações dinâmicas através dos valores do repique elástico e da nega registrados no campo, durante o acompanhamento de cravação das estacas e a capacidade de carga calculada pelas fórmulas estáticas com a profundidade estimada de projeto.

Através deste estudo, pode-se observar que o controle de cravação de estacas, executados pelo

repique elástico e a nega, podem ser economicamente viáveis e bastante práticos, com uma precisão admissível dentro dos parâmetros da Engenharia Civil.

## **CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ATRAVÉS DE MÉTODOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS SEMI-EMPÍRICOS**

### **Métodos dinâmicos**

As fórmulas dinâmicas devem ser empregadas para o cálculo da nega ou do repique elástico da estaca, ficando sua capacidade de carga a ser determinada por formulações teóricas ou semi-empíricas, que consideram as diferentes características geo-mecânicas do solo atravessado. Após determinar a capacidade de carga admissível da estaca, calcula-se a nega e assim obtém-se a resistência admissível.

Várias são as fórmulas dinâmicas apresentadas por diferentes autores, considerando ou não as perdas de energia. Estas fórmulas são as mais aplicáveis se a ponta da estaca repousa sobre uma rocha ou em solo de grande resistência.

### **FÓRMULAS DINÂMICAS UTILIZADAS NESTA ANÁLISE**

#### **Fórmula dos Holandeses**

Trata-se de uma fórmula que, devido a sua grande simplicidade, tem sido freqüentemente utilizada na prática.

$$R_d = \frac{W_p^2 \times H}{s(W_h + W_p)}$$

Fs = 10 (martelos por gravidade)

Fs = 6 (martelos a vapor)

### **Fórmula de Hilley**

$$R_d = \frac{e \times W_h \times H}{s + 0,5(c_1 + c_2 + c_3)} \times \frac{W_h + (\eta^2 \times W_p)}{(W_h + W_p)^2}$$

sendo: e = eficiência do martelo;

$c_1; c_2; c_3$  = compressões elásticas (repiques) do capacete, da estaca e do solo respectivamente

A formulação matemática de Hilley considera que uma parte da energia aplicada é consumida na deformação elástica do sistema, em que  $(c_1 + c_2 + c_3)$  representam perdas de energia de cravação, em conformidade com os conceitos prescritos nas fórmulas dinâmicas de cravação. Assim, podemos considerar que a parcela correspondente à deformação elástica da estaca ( $c_2$ ) será :

$$c_2 = \frac{R \times a \times l}{A \times E}$$

onde: A = área da seção transversal;

E = módulo de elasticidade dinâmico;

a = fator de redução ( $0 < a < 1$ );

l = comprimento da estaca

### **Fórmula de Brix**

$$R_d = \frac{W_h^2 \times W_p \times H}{s(W_h + W_p)^2}$$

Com Fs = 5

## 2.1.3 – Fórmulas estáticas através de métodos de semi-empíricos

### 2.1.3.1 – Método de Aoki-Velloso (1975)

Aoki e Velloso (1975) apresentaram no V congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em Buenos Aires, um método para o cálculo da carga de ruptura  $Q_s$ . Os valores de  $q_p$  e  $f_s$  foram avaliados em função da tensão de ponta  $q_c$ , obtida do ensaio de penetração do cone (CPT), levando-se em conta as diferenças de comportamento entre o ensaio CPT e a estaca. Para isto, estes valores foram reduzidos pelos coeficientes  $F_1$  e  $F_2$ , de acordo com a Tabela 01. Na ausência dos ensaios de CPT, os valores de  $q_c$  são estimados estatisticamente, a partir de ensaios do SPT, determinando-se  $N$ , o número de golpes do amostrador padrão. Portanto:  $q_c = K.N$ , onde  $K$  = coeficiente em função do tipo de solo, variando de  $3,30 \text{ kg/cm}^3$  para as argilas até  $10,00 \text{ kgf/cm}^2$  para as areias; e  $N$  = valor do SPT para o solo da ponta da estaca. Assim, a resistência de ponta é dada por:  $q_p = q_c / F_1$  e a resistência lateral é dada por  $f_s = a q_c / F_2$ , onde  $a$  é adotado também, em função do tipo de solo, variando de 1,40% para as areias até 4,00% para as argilas; e  $N$  = média dos valores do SPT na camada de embotamento da estaca (Ver Tabela 1)

A maior dificuldade encontrada para o uso correto deste método está na classificação correta dos tipos de solos envolvidos. Para isto, NIXON (1982) propôs valores típicos entre a relação  $q_c$  e  $N_{30}$ , dada em função do tipo de solo, variando de

0,2 MPa para siltes até 1,8 MPa para pedregulho. Outra proposta para esta relação é fornecida por ROBERTSON e CAMPANELLA (1983). A relação entre a resistência de ponta,  $q_c$ , do ensaio de penetração do cone (CPT) e o número de golpes ( $N$ ), do amostrador padrão, dos ensaios do SPT, pode ser expressa por:  $30 c N \cdot K q =$  em que  $K$  é um coeficiente que aumenta em função do tamanho da partícula.

Apresentam, aproximadamente, valores de 0,2 MPa para siltes e 0,6 MPa para pedregulho.

A variação de  $q_c/N_{30}$  parte do valor de  $d_{50}$ , (diâmetro tal que 50 % do solo, em massa, têm diâmetros menores que ele), obtidos das curvas granulométricas correspondentes ao solo na ponta das estacas.

## MÉTODOS ESTÁTICOS

### Método de Meyerhof (1976)

MEYERHOF (1976) sugere que este método seja aplicado apenas para estacas apoiadas em substrato arenoso. O valor da resistência de ponta,  $q_p$ , pode ser definido em termos do ensaio de resistência, SPT, utilizando-se da seguinte expressão:

$$q_p = \frac{0,4 \times N \times D_b}{d} \leq 4N$$

onde:  $N$  = média dos valores do SPT correspondente à profundidade da ponta da estaca e à imediatamente inferior;  $D_b$  = profundidade de embutimento dentro da camada resistente; e  $d$

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	5,00
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavadas	3,00	6,00

Tabela 1 - Valores de  $F_1$  e  $F_2$

= largura ou diâmetro da estaca.

Meyerhof sugere um valor limite,  $q_l$ , superior a  $3N$  para siltes não plásticos e que se adote um valor médio de SPT, numa faixa de  $B$  abaixo da ponta da estaca e  $4B$  acima, caso o solo apresente heterogeneidade. O valor de  $N$  deve ser corrigido segundo TERZAGHI e PECK (1967). Daí, para as estacas cravadas, a resistência lateral é dada por:  $VO$  em que  $N$  = valor do SPT médio na região de embutimento da estaca.

### Método de Décourt e Quaresma (1982)

DÉCOURT (1982) apresentou em um Simpósio Europeu de Ensaio de Penetração, na Holanda, um método que leva em conta os valores do SPT e, para a resistência de ponta, o tipo de solo.

A tensão de ruptura na ponta é dada por:  $N \cdot K_{qp}$ , onde  $K$  = dado em função do tipo de solo, (Tabela 2); e  $N$  = média dos valores do SPT, correspondentes à profundidade da ponta da estaca à imediatamente superior e à imediatamente inferior.

O atrito lateral unitário é dado por:

$f_s = \frac{N}{50} + 1$  em que  $N$  = SPT médio ao longo do fuste.

Para valores de  $N \leq 3$ , adotar  $N = 3$ , e para valores  $> 50$ , adotar  $N = 50$ .

O método utilizado consiste também em se ado-

tar coeficientes de segurança,  $F_1$  e  $F_2$ , relativos, respectivamente, ao atrito lateral e à ponta da estaca.

Daí, a equação final para o cálculo da carga admissível será:

$$Q_{adm.} = \frac{Q_s}{F_1} + \frac{Q_p}{F_2}$$

### CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

De acordo com as cargas obtidas pelo projeto estrutural e com base nos 06 (seis) laudos de sondagem, foram definidos pelo projeto de fundação os assentamentos das estacas na cota de 12 metros. Nessa etapa não se conseguiu obter informações da capacidade de carga admitida para dimensionar o projeto de fundação, apenas os valores de cargas de cada pilar.

As estacas utilizadas são do tipo pré-moldadas de concreto armado, vibrado, com seções de 30 x 30 cm, com comprimentos de 8 a 12 metros.

O sistema de cravação adotado foi através de percussão com martelo do tipo "queda livre", com peso bruto de 23 kN (2,3 tf) de peso, 1 m de altura de queda e capacete metálico dotado de proteção da cabeça das estacas com "cepo" de madeira "dura" com fibras paralelas ao eixo da estaca e "coxim" de madeira compensada tipo "madeirit" com seção equivalente a da estaca, sendo as emendas dos elementos de concreto feitas com solda eletrogênica.

### METODOLOGIA DO TRABALHO

Tipo de solo	K (tf/m <sup>2</sup> )	Tipo de solo	K (tf/m <sup>2</sup> )
Argila	12,00	Silte arenoso	25,00
Silte argiloso	20,00	Areia	40,00

Tabela 2 - Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

Uma retro-análise da capacidade de carga admissível do projeto foi realizada com o emprego de formulações estáticas, sendo utilizada para efeito comparativo, neste trabalho, o método de AOKI-VELLOSO, cujo valor da carga admissível prevista é igual a 556 kN.

O controle de cravação foi realizado em 15 (quinze) estacas, considerando-se 10 (dez) golpes de martelo com uma altura de 1 m, medindo-se, para cada golpe analisado, os correspondentes valores das negas e repiques elásticos.

A carga admissível de projeto para cada estaca, considerada para este trabalho, foi determinada pela média relacionada com as cargas dos dois pilares, obtendo-se um valor de 54,95 tf e adotando-se a carga de 55 tf.

De posse dos valores medidos em campo do repique elástico e da nega, foram empregadas as formulações dinâmicas para se determinar a carga admissível das estacas com o intuito de fazer um estudo comparativo com a carga admissível de projeto calculados pelas fórmulas estáticas. Para o cálculo da carga admissível relacionada com o repique, utilizou-se a fórmula de Hilley, considerando a parcela elástica do solo (Quake- $C_3$ ) para as estacas assentadas em areia igual a 2,5 mm e para as argilas 5,0 mm. Em relação a nega, as fórmulas utilizadas foram as de Brix e Holandeses.

As comparações entre os resultados obtidos através de formulações dinâmicas e estáticas são apresentadas nas tabelas a seguir.

Estaca	Ru (KN) BRIX	Qadm (KN) AOKI VELLOSO	Diferença (%)	Qadm projeto (KN)	Diferença (%)
01	884,50	209,60	322,00	556	59,08
02	957,10	195,90	388,60	556	72,10
03	718,70	209,60	242,90	556	29,30
04	1115,00	209,60	432,00	556	100,50
05	1277,60	209,60	509,0	556	129,80
06	1095,00	276,60	295,90	556	96,90
07	621,50	209,60	196,51	556	11,80
08	958,20	209,60	357,16	556	72,30
09	741,80	209,60	253,90	556	33,40
10	638,70	276,60	130,90	556	14,90
11	723,90	579,00	25,03	556	30,19
12	940,00	851,40	10,40	556	69,06
13	863,10	579,00	49,07	556	55,20
14	801,40	579,00	38,41	556	44,10
15	1437,20	276,60	419,60	556	158,50

**Tabela 3 - Valores de Brix e AOKI-VELLOSO**

Estaca	Ru (KN) Holandese	Qadm (KN) AOKI VELLOSO	Diferença (%)	Qadm projeto (KN)	Diferença (%)
01	894,30	209,60	326,67	556	60,85
02	992,90	195,90	406,84	556	78,58
03	726,67	209,60	246,71	556	30,70
04	1162,60	209,60	454,68	556	109,10
05	1291,80	209,60	516,02	556	132,34
06	1080,00	276,60	290,46	556	94,24
07	628,50	209,60	200,00	556	13,10
08	968,90	209,60	362,26	556	74,26
09	750,00	209,60	257,82	556	34,89
10	630,20	276,60	127,84	556	13,35
11	576,70	579,00	0,40	556	3,72
12	870,20	851,40	2,21	556	56,51
13	687,70	579,00	18,77	556	23,69
14	638,30	579,00	10,24	556	14,80
15	1418,00	276,60	412,65	556	155,04

Tabela 4 - Valores da fórmula dos Holandeses e AOKI-VELLOSO

Estaca	Ru (KN) Hilley	Qadm (KN) AOKI VELLOSO	Qadm projeto (KN)	Diferença (%)
01	540,00	209,60	209,60	257,63
02	473,68	195,90	195,90	141,80
03	675,00	209,60	209,60	222,04
04	967,50	209,60	209,60	361,60
05	742,50	209,60	276,60	254,25
06	439,29	276,60	209,60	58,82
07	753,75	209,60	209,60	259,61
08	450,00	209,60	209,60	114,69
09	798,75	209,60	209,60	281,00
10	535,71	276,60	276,60	93,68
11	618,75	579,00	579,00	6,87
12	1200,00	851,40	851,40	40,94
13	787,50	579,00	579,00	36,00
14	739,29	579,00	579,00	27,68
15	750,00	276,60	276,60	171,74

Tabela 5 - Valores de Hilley e AOKI-VELLOSO

De acordo com os valores determinados pelas fórmulas da carga admissível, pode-se observar que quanto menor for o valor da penetração permanente da estaca (nega), maior será a capacidade de carga da e=mesma. Isto significa que quanto menos a estaca penetra no solo, maior será a resistência desta camada e, conseqüentemente, aumentará a capacidade de carga, o que já era de se esperar.

Outro fator importante sobre as fórmulas dinâmicas que deve-se destacar, está relacionado a alguns casos em que o peso do pilão é menor que o peso da estaca, como já foi comentado anteriormente sobre a vantagem de se empregar um bate-estaca com peso do pilão maior que o peso da estaca devido a influência da energia de cravação. Caso contrário, é necessário que se faça uma correção através do coeficiente K. Esta correlação foi feita em 07 (sete) estacas. As cargas admissíveis calculadas pela fórmula dos Holandeses apresentam todos os seus valores maiores que a de Brix, exceto nos casos específicos em que o peso da estaca é maior que o peso do pilão.

A avaliação feita dos parâmetros encontrados pelo controle dinâmico de cravação de estacas está relacionada com a resistência da camada de solo onde as estacas foram assentadas. Como os valores do repique são maiores que os da nega, pode-se afirmar que essas camadas são resistentes.

Conclui-se, através da comparação entre a carga admissível calculada pelos métodos empíricos e pelos métodos dinâmicos, que as estacas em estudo podem ser utilizadas como elemento de fundação da obra com plena confiança, atendendo os coeficientes de segurança quanto a ruptura e recalques, já que a carga admissível de projeto apresentou-se menor que a carga admissível dinâmica em todos os casos, exceto na estaca n° 11, que apresentou a carga admissível menor que a carga admissível de projeto com uma diferença de 0,4%.

## CONCLUSÕES

O projeto de uma fundação em estacas está intimamente ligado a segurança de ruptura geotécnica e estrutura, considerando também os possíveis recalques.

Para que se consiga uma garantia, tanto de durabilidade como de controle do projeto, deve-se fixar a carga admissível de uma estaca pré-moldada. Quando se estabelece através de métodos correlacionados com o  $N_{SPT}$  ou pelas Fórmulas Dinâmicas, pode-se obter, através do controle de cravação, os coeficientes mínimos de segurança contra a ruptura da estaca e do solo, finalidade a que se destina a estrutura; e por último, o aspecto de vida útil da fundação, confirmando a sua durabilidade por muito tempo.

A profundidade de assentamento das estacas, foi estimada pelo projetista de fundação em 12 m, cota esta considerada para o cálculo de capacidade de carga média determinada pelos métodos empíricos, utilizados para efeito de comparação com as cargas admissíveis determinadas pelos métodos dinâmicos. Entretanto, para a resolução da carga admissível pelas Fórmulas Dinâmicas, considerou-se a profundidade de assentamento de cada estaca, que variou de 9,5m até 14m.

As comparações entre os dois métodos adotados apresentaram resultados satisfatórios, devido as cargas admissíveis determinadas pelos métodos dinâmicos se apresentar em maiores que a carga de projeto obtida pela média das fórmulas estáticas. Apenas a estaca 11 observou-se que a carga admissível dinâmica era menor que a carga com uma diferença de 0,4%.

Considera-se portanto, que os estudos deste trabalho, são de grande valia para que se possa incentivar a utilização do controle de repique, método pouco utilizado que pode fornecer infor-

mações fundamentais ao projetista e ao executor da obra de fundação, com o objetivo de se prever possíveis recalques ou até mesmo a quebra do elemento estrutural.

## **REFERÊNCIAS**

CUNHA JR, L. M e SOUZA, W. N. Controle de Cravação de Estacas “ In situ” – Trabalho de Conclusão de Curso da UNAMA, 2000.

STEPHAN, A.M. Comparação entre os Métodos de Previsão de Capacidade de Carga, Estáticos semi-empíricos e Dinâmicos, com a Prova de Carga Estática realizada em Estacas pré-moldadas, Artigo apresentado ao Departamento da Universidade Federal de Juiz de Fora – MG.