

# MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS *VERSUS* ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO EM ESTACAS

Semi-empirical methods *versus* dynamic load testing in piles

Jean Felix Cabette\*

Heloisa Helena Silva Gonçalves\*\*

Fernando Antônio Medeiros Marinho\*\*\*

**RESUMO** – O trabalho tem por objetivo comparar os valores de capacidade de carga previstos através de métodos semiempíricos de estacas pré-fabricadas de concreto cravadas em região de solo mole com os valores obtidos através de provas de carga dinâmicas. Para o efeito, foram analisadas estacas de concreto protendido com seção transversal quadrada 230mm×230mm, utilizadas como fundação de habitações populares em uma obra promovida pela Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo (CDHU), na cidade de Cubatão, São Paulo. Os métodos semiempíricos utilizados no trabalho são os métodos de Décourt e Quaresma, Aoki e Velloso e Teixeira, que utilizam resultados de sondagens a percussão de simples reconhecimento. Estes valores de capacidade de carga serão comparados aos obtidos através de uma série de ensaios de carregamento dinâmico tendo como foco a capacidade de carga obtida através das análises CAPWAP.

**SYNOPSIS** – The work aims to compare the bearing capacity values predicted by semi-empirical methods with those obtained through dynamic load tests of prefabricated concrete piles driven into soft soil. To achieve this objective, prestressed concrete piles were analysed with square cross section of 230mm×230mm, used as foundation of a popular housing estate in a project promoted by the Company of Housing and Urban Development of a the State of São Paulo (CDHU) in the city of Cubatão, São Paulo. The semi-empiric methods employed are those of Décourt and Quaresma, Aoki and Velloso and Teixeira, using penetration test results. These bearing capacity values are compared with those obtained from a series of dynamic loading tests through CAPWAP analyses.

**PALAVRAS CHAVE** – Estacas, ensaios de carregamento dinâmico, métodos semiempíricos.

## 1 – INTRODUÇÃO

O dimensionamento da fundação de uma estrutura pode ser realizado utilizando-se métodos teóricos, métodos semiempíricos ou métodos empíricos. No Brasil são muito utilizados os métodos semiempíricos propostos por Aoki e Velloso em 1975 e por Décourt e Quaresma em 1978 e, mais recentemente, o método de Teixeira (1996). Estes métodos foram desenvolvidos pelos respectivos autores baseados em resultados de ensaios de campo, principalmente sondagens de simples

---

\* Engenheiro Civil, Mestre pela Universidade de São Paulo/USP – Escola Politécnica, São Paulo, Brasil, e engenheiro da Benaton Fundações S/A, São Paulo, Brasil. E-mail: cabettejean@gmail.com

\*\* Engenheira Civil, professora Livre Docente na Universidade de São Paulo/USP – Escola Politécnica, São Paulo, Brasil. E-mail: helesilv@usp.br

\*\*\* Engenheiro Civil, professor Livre Docente na Universidade de São Paulo/USP – Escola Politécnica, São Paulo, Brasil. E-mail: fmarinho@usp.br

reconhecimento, SPT e provas de carga executadas em determinados tipos de estacas. Para abranger diferentes tipos de materiais e de estacas, foram propostos coeficientes de ajuste, pelos respectivos autores.

Como a experiência acumulada que capacita os diversos autores no desenvolvimento de métodos empíricos ou semiempíricos nem sempre é válida para qualquer região, e, como existem dúvidas sobre o dimensionamento de estacas que atravessam camadas espessas de argilas moles, foi desenvolvida uma pesquisa de mestrado, na qual o primeiro autor analisou dados oriundos de uma obra real, construída na Baixada Santista, no Estado de São Paulo, comparando os valores previstos e obtidos da capacidade de carga das estacas. Trata-se de um extenso conjunto habitacional formado por sobrados e edifícios baixos, cujas fundações foram projetadas em estacas pré-moldadas de pequena seção.

O subsolo da Baixada Santista é constituído por camadas alternadas de argila mole orgânica e areia. Segundo trabalhos desenvolvidos por Massad (1985), as argilas moles podem ser classificadas como SFL (sedimentos flúvio-lagunares) e AT (argilas transicionais) segundo algumas características geotécnicas. Uma importante diferença entre estas argilas é o histórico de tensões; enquanto as argilas da formação SFL têm razão de sobre-adensamento baixa, na maioria dos casos entre 1 e 1,3, as argilas AT apresentam altos valores de OCR, variando geralmente entre 2 e 4. Como consequência, as argilas SFL apresentam recalques por adensamento substanciais quando submetidas a baixos valores de acréscimo de tensão, o que não ocorre nas argilas AT. Um exemplo dos problemas decorrentes dos recalques de grande magnitude da argila mole da Baixada Santista são os “prédios tortos de Santos”, muito discutidos na literatura técnica. Embora as cargas provenientes das estruturas de pequeno porte, construídas nesta região, fossem pequenas, foram utilizadas fundações profundas com a finalidade de evitar recalques e garantir a integridade destas estruturas.

Os resultados calculados utilizando os métodos semiempíricos supracitados foram comparados a resultados de ensaios de carregamento dinâmico, regulamentados pela norma NBR13208 (2007), analisados através dos métodos CASE e CAPWAP. As provas de carga dinâmicas têm sido utilizadas com bastante frequência no Brasil, para verificação da capacidade de carga de estacas, em obras de todos os portes, devido à rapidez e baixo custo relativo.

## **2 – MATERIAIS E MÉTODOS**

O objetivo deste trabalho é comparar os valores de capacidade de carga previstos através de métodos semiempíricos de estacas pré-fabricadas de concreto cravadas em região de solo mole com os determinados através de provas de carga dinâmicas. Para atingir este objetivo foram analisadas estacas pré-fabricadas de concreto pela Benaton Fundações, utilizadas como fundação de habitações populares em uma obra da Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo (CDHU), na cidade de Cubatão, São Paulo.

O desenvolvimento do trabalho compreende as seguintes etapas:

- Estimativa da capacidade de carga de fundações profundas em estacas aplicando alguns métodos empíricos consagrados no meio técnico nacional (Aoki e Velloso, 1975; Décourt e Quaresma, 1978; Teixeira, 1996), que utilizam resultados de sondagens a percussão de simples reconhecimento;
- Análise de uma série de ensaios de carregamento dinâmico (ECD) tendo como foco a capacidade de carga mobilizada da estaca. Estes ensaios foram realizados aleatoriamente na obra e em alguns casos localizados próximos aos furos de sondagens cujos resultados foram utilizados para previsão da capacidade de carga;

- Comparação dos resultados obtidos teoricamente aos resultados dos ensaios para determinar o método que se ajustou melhor aos resultados de campo, para estacas pré-fabricadas cravadas nesta região da baixada santista, contribuindo para previsão de cargas em estacas cravadas em argila mole;
- Comparação dos resultados obtidos através das fórmulas dinâmicas com os resultados de ensaios de carregamento dinâmico (ECD).
- Foi adotada no trabalho a capacidade de carga das estacas no golpe de maior energia aplicada. A capacidade de carga foi inferior a capacidade de carga estrutural da peça, já que este é um critério de paralisação do ensaio para que a estaca não seja comprometida.

De acordo com a Fig. 1 é possível identificar a área de execução das estacas na obra em questão.

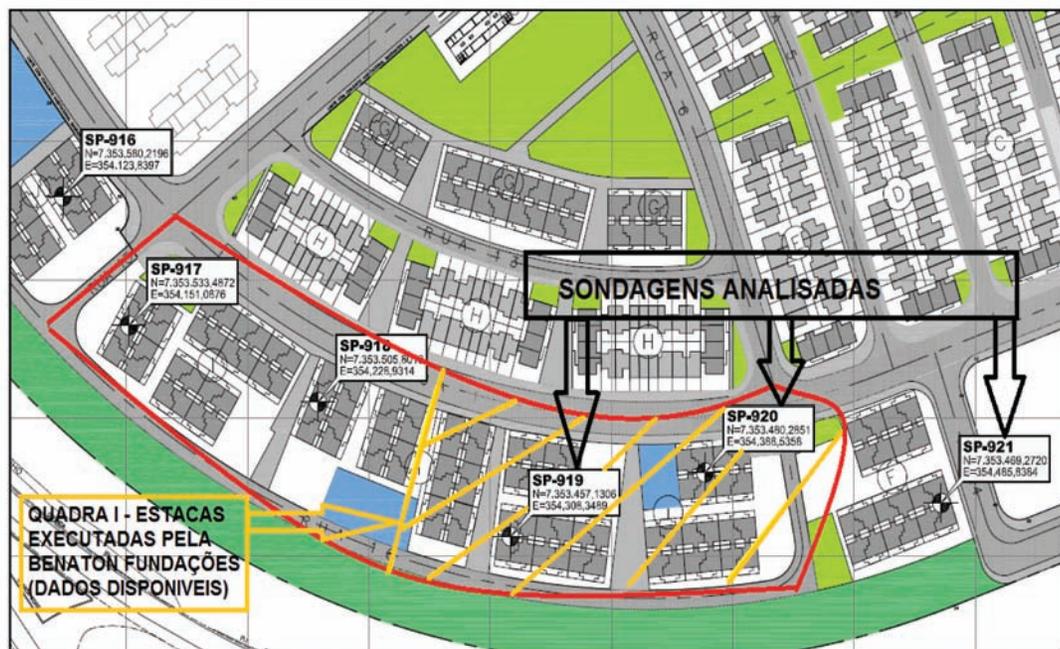


Fig. 1 – Implantação do empreendimento – Quadra analisada.

Na Fig. 2 está apresentado o perfil geotécnico da região analisada, com as sondagens utilizadas no trabalho. Com base em todas as sondagens executadas na região, verifica-se que o subsolo apresenta uma camada superficial de rachão de espessura da ordem de 3m, a qual foi removida para cravação, com substituição por aterro arenoso em boa parte da região, seguida por intercalações entre areia siltosa ou argilosa e argila siltosa cinza escura e preta muito mole a mole. Os últimos metros (27m a 31m) detetados pelas sondagens apresentaram uma camada arenosa com fragmentos de quartzo. Em algumas sondagens foi detetada a presença de camada de solo mole abaixo da camada arenosa com fragmentos de rocha.

Na obra em questão foram utilizadas fundações profundas em estacas pré-fabricadas de concreto com seção transversal quadrada com 230mm de lado, para carga de trabalho de até 400kN. A cravação das estacas foi executada por um bate estacas tipo martelo queda livre, movimentado por rolos.

Foi estimado que as estacas deveriam apresentar comprimentos entre 26m e 30m de profundidade, apoiando-se sobre camada arenosa com fragmentos de quartzo.

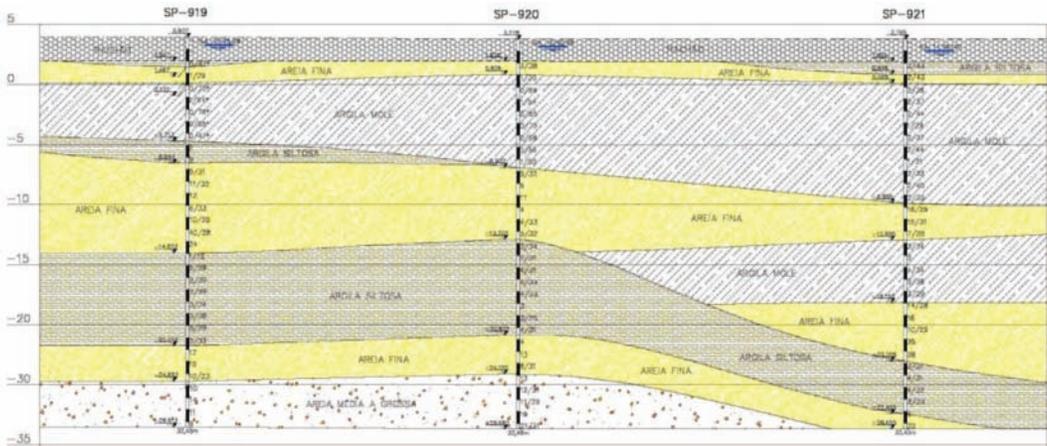


Fig. 2 – Perfil com as sondagens SP-919, SP-920 e SP-921.

## 2.1 – Síntese dos métodos de cálculo estáticos utilizados no trabalho, para previsão da capacidade de carga das estacas

Desde 1975, quando surgiu o primeiro método brasileiro para a estimativa da capacidade de carga de estacas, proposto por Aoki e Velloso (1975), vários outros autores, seguindo a mesma linha de raciocínio, apresentaram métodos semelhantes. Neste trabalho serão utilizados e estão apresentados resumidamente os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) por serem os mais utilizados e difundidos no meio técnico nacional, lembrando que esses métodos estão sempre sofrendo atualizações e foram idealizados com base em elementos técnicos especificados de cada região onde foram desenvolvidos.

### 2.1.1 – Método de Aoki e Velloso (1975)

Este método foi desenvolvido com base em resultados de sondagens e provas de carga realizadas em estacas de diferentes tipos. A partir das expressões (1), (2) e (3) que consideram que o fuste da estaca atravessa várias (n) camadas distintas de solo, são calculadas as parcelas de resistência de ponta ( $Q_p$ ) e de resistência lateral ( $Q_L$ ) que compõem a capacidade de carga de rutura da estaca ( $Q_u$ ):

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (1)$$

$$Q_L = U \times \sum_1^n q_L \times \Delta L \quad (2)$$

$$Q_u = Q_L + Q_p \quad (3)$$

$Q_u$  – carga de rutura da estaca;

$Q_L$  – parcela da carga de rutura resultante do atrito ao longo do fuste;

$Q_p$  – parcela da carga de rutura resultante da ponta da estaca;

$U$  – perímetro da estaca;

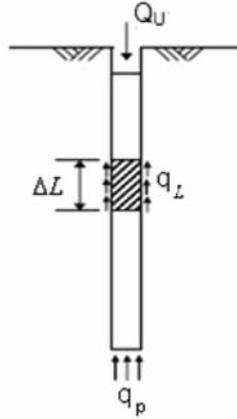
$\Delta L$  – espessura de camada;

$q_L$  – tensão média de adesão ou de atrito lateral na rutura na camada de espessura  $\Delta L$ ;

$A_p$  – área da ponta da estaca;

$q_p$  – resistência de ponta da estaca.

A Fig. 3 ilustra a distribuição de resistência ao longo da estaca.



**Fig. 3** – Distribuição de resistência ao longo da estaca.

Tem-se ainda que:

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$q_L = \frac{f_c}{F_2} \quad (5)$$

$q_c$  – resistência de ponta do ensaio de cone (CPT);

$f_c$  – atrito lateral unitário do ensaio de cone (CPT);

$F_1$  e  $F_2$  – fatores de transformação (escala e tipo de estaca), conforme Quadro 1.

**Quadro 1** – Fatores de transformação.

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-fabricada	1,75	3,5

O método foi revisto por Aoki (1985) para estacas pré-moldadas de pequenos diâmetros, porque nestes casos o valor de  $F_1 = 1,75$  se mostrava conservador. Aoki propôs que, para estas estacas,  $F_1$  fosse calculado segundo a equação (6):

$$F_1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (6)$$

D - diâmetro ou lado em metros do fuste da estaca.

A relação  $F_2$  igual a duas vezes  $F_1$  deve continuar a ser obedecida.

Quando não se dispõe de ensaio de cone (CPT) ou piezocone (CPTU) podem ser usadas as relações (7), (8) e (9), propostas pelos autores para a determinação de  $q_p$  e  $q_L$  em função dos valores de  $N_{SPT}$  e das constantes do Quadro 2.

$$q_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \quad (7)$$

$$q_L = \frac{\alpha \times K \times N_L}{F_2} \quad (8)$$

$N_p$  -  $N_{SPT}$  na cota da ponta da estaca;

$N_L$  -  $N_{SPT}$  médio na camada de espessura  $\Delta L$

A capacidade de carga da estaca é:

$$Q_u = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta L) \quad (9)$$

**Quadro 2** – Coeficientes K e  $\alpha$  (Aoki e Velloso, 1975).

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

A carga admissível da estaca deve ser:

$$\bar{P} \leq \frac{Q_u}{2} \quad (\text{Carga admissível}) \quad (10)$$

### 2.1.2 – Método de Décourt e Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) apresentaram um processo expedito para determinação da carga de ruptura de estacas, com base apenas (e diretamente) nos resultados fornecidos por sondagens à percussão. O método foi desenvolvido com base no comportamento de estacas pré-moldadas de concreto e extrapolado para outros tipos de estacas. Os autores ressaltam que o método elaborado não visa a obtenção de valores exatos, mas sim de estimativas bastante aproximadas, seguras e, principalmente, de fácil determinação.

Décourt e Quaresma (1978) propõem os valores de resistência lateral indicados no Quadro 3, em função da média dos valores de  $N_{SPT}$  obtidos ao longo do fuste da estaca, sem considerar os utilizados para a determinação da resistência de ponta da estaca. Note-se que para a determinação da resistência lateral não é considerado o tipo de solo.

**Quadro 3** – Valores de adesão (atrito lateral) (Décourt e Quaresma, 1978).

$N_{SPT}$ (Valor médio ao longo do fuste)	$q_L$ (Adesão – kPa)
3	20
6	30
9	40
12	50
>15	60

Para a estimativa da resistência de ponta (em kPa), os autores propõem a utilização da expressão (11):

$$q_p = C \times N \quad (11)$$

O valor do coeficiente C, determinado no Quadro 4, proposto pelos mesmos autores, depende do tipo de solo e o valor de N é a média dos valores de  $N_{SPT}$  obtidos na sondagem, entre os da cota correspondente à ponta da estaca, da cota imediatamente anterior e da imediatamente posterior.

**Quadro 4** – Valores do coeficiente C (Décourt e Quaresma, 1978).

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (solos residuais)	200
Siltes arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

A capacidade de carga é obtida através da expressão (12):

$$\bar{P} = \frac{U \times L \times q_L}{1,3} + \frac{A_p \times q_p}{4,0} \quad (12)$$

$U$  – perímetro da estaca;  
 $L$  – comprimento da estaca;  
 $q_L$  – adesão ao longo do fuste;  
 $A_p$  – área da ponta da estaca;  
 $q_p$  – resistência de ponta da estaca.

Décourt e Quaresma (1978) chegaram a uma boa concordância entre os valores de capacidade de carga medidos e os valores calculados após comparação com os resultados de provas de carga. Embora as estacas analisadas tenham sido todas do tipo pré-moldadas, os autores admitem, em primeira aproximação, que o mesmo processo de cálculo seja válido para estacas tipo Franki, estacas escavadas e estacas tipo Strauss.

Os referidos autores ressaltam que o método é conservativo, pois as cargas previstas são inferiores às cargas medidas com base nas provas de carga. Recomendam cautela, no entanto, na aplicação a casos de solos de natureza diferente dos analisados, principalmente no caso de siltes, uma vez terem sido examinados apenas os solos siltosos provenientes de alteração de rocha (solos residuais).

Em trabalho mais recente, Décourt (1982) faz algumas modificações em relação ao trabalho original:

- 1) Distingue sua formulação para as estacas escavadas das estacas tradicionais (pré-moldadas, Franki, etc.), após a crescente utilização de estacas escavadas para atender às cargas cada vez mais elevadas.
- 2) Majora o valor limite de  $N=15$  – antes considerado para a determinação da adesão ao longo do fuste – para  $N=50$ , tendo em vista a necessidade de adequar a metodologia de projeto ao avanço crescente alcançado nos equipamentos de cravação e nas ferramentas de escavação, que hoje conseguem transpor obstáculos antes não ultrapassáveis.
- 3) O valor de adesão ( $q_L$ ) recomendado é de:

$$q_L = (\bar{N}/3 + 1) \times 10 \quad (\text{kPa}) \quad (13)$$

sendo  $\bar{N}$  o valor médio de  $N_{SPT}$  ao longo do fuste, calculado conforme descrito anteriormente. Para  $N_{SPT} \leq 3$  – adotar  $N=3$  – mantido o limite anterior. Para  $N_{SPT} \geq 50$  – adotar  $N=50$  – modificado o limite anterior de  $N=15$ , exceção feita às estacas Strauss e tubulões a céu aberto, em que este valor é mantido.

É importante observar que a equação (13) não modifica os valores do Quadro 3, mas apenas os exprime em forma de equação.

### 2.1.3 – Método de Teixeira (1996)

Teixeira propõe as expressões (14), (15) e (16) para a estimativa da capacidade de carga das estacas, com base nos índices de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) determinados nas sondagens.

$$q_p = \alpha \times \overline{N_p} \quad (14)$$

$$q_L = \beta \times \overline{N_L} \quad (15)$$

sendo que  $\overline{N_p}$  é o valor médio dos índices de resistência a penetração  $N_{SPT}$  medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo;  $\overline{N_L}$  é o valor médio dos  $N_{SPT}$  medidos ao longo do comprimento do fuste da estaca. Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  propostos pelo autor estão apresentados nos Quadros 5 e 6, respetivamente.

**Quadro 5** – Valores do parâmetro  $\alpha$  (Teixeira, 1996).

Tipo de solo ( $4 < N_{SPT} < 40$ )	$\alpha$ (kPa)			
	Tipos de estacas			
	Pré-moldadas de concreto e metálicas	Tipo Franki	Escavadas a céu aberto	Estaca raiz
Areia com pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia argilosa	300	240	200	190
Silte arenoso	260	210	160	160
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Argila siltosa	110	100	100	100

**Quadro 6** – Valores do parâmetro  $\beta$  (Teixeira, 1996).

Tipo de Estaca	$\beta$ (kPa)
Pré-moldadas e metálicas	4
Tipo Franki	5
Escavadas a céu aberto	4
Estaca raiz	6

A capacidade de carga ( $Q_u$ ) é dada pela expressão (16).

$$Q_u = \alpha \times \overline{N_p} \times A_p + \beta \times \overline{N_L} \times A_L \quad (16)$$

Para estimar a carga admissível a compressão ( $Q_a$ ), o autor propõe a utilização de um coeficiente de segurança global em relação a rutura do sistema estaca/solo igual a dois para as estacas por ele estudadas, com exceção das estacas escavadas a céu aberto, para as quais recomenda coeficientes de segurança parciais de quatro para a parcela de ponta e 1,5 para a parcela de atrito lateral.

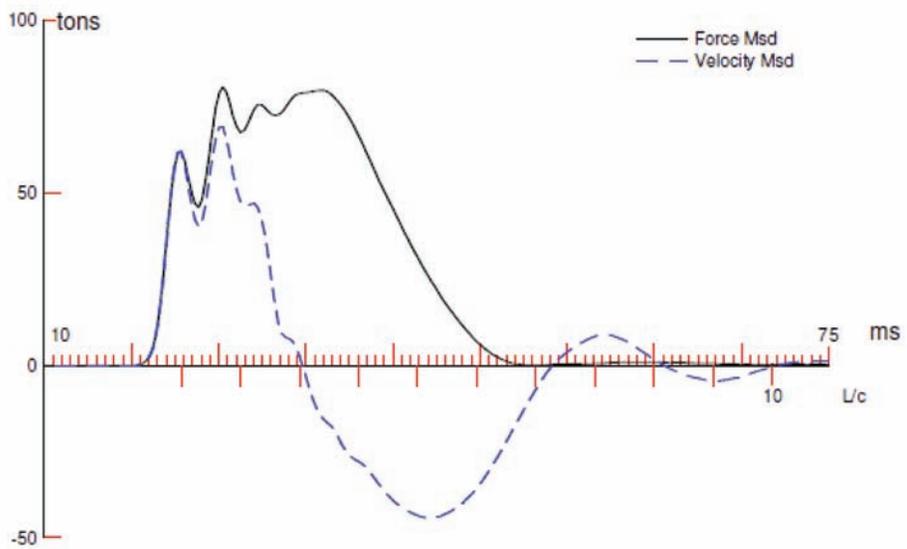
O autor salienta que os valores dos Quadros 5 e 6 não se aplicam a casos de estacas pré-moldadas cravadas em argilas moles sensíveis, em que normalmente  $N$  é inferior a 3. Devido a grande espessura desses sedimentos, na maioria das vezes as estacas cravadas não chegam a alcançar os sedimentos de areia compacta ou os solos residuais subjacentes, resultando estacas que trabalham essencialmente por resistência de atrito lateral. Nessas condições, recomenda-se  $q_L$  variando entre 20 e 30kPa, para as argilas SFL (sedimentares flúvio-lagunares e de baías) e 60 a 80kPa, para as argilas AT (argilas transicionais).

## 2.2 – Ensaio de carregamento dinâmico e análise CAPWAP

### 2.2.1 – Ensaio de carregamento dinâmico (ECD)

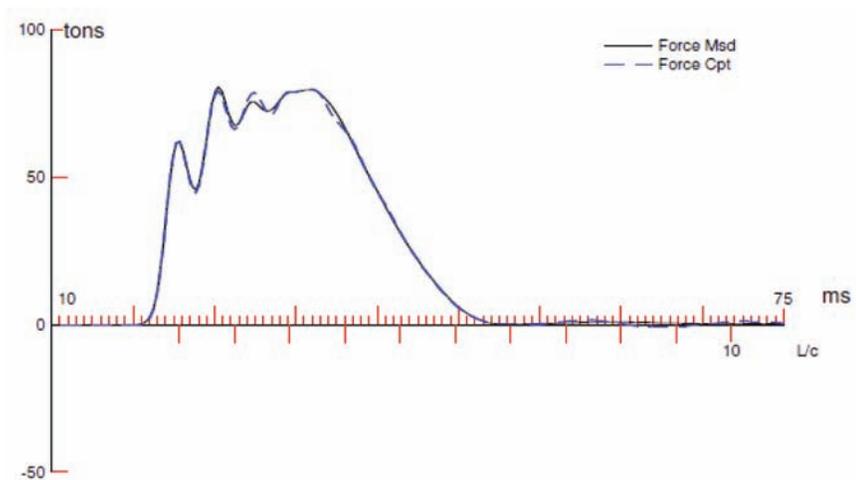
O ensaio de carregamento dinâmico, ou prova de carga dinâmica, é um ensaio que objetiva principalmente determinar a capacidade de carga da interação estaca-solo para carregamentos estáticos axiais. Ele difere das tradicionais provas de carga estáticas pelo fato do carregamento ser aplicado dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão adequado. A medição é feita através da instalação de sensores no fuste da estaca, em uma seção situada a uma distância não inferior a duas vezes o diâmetro, contada a partir do topo da mesma. O sinal dos sensores é enviado por cabo ao equipamento PDA, que armazena e processa os sinais, através da Teoria da Equação de Onda, com base no modelo idealizado por Smith (1960).

O ensaio é baseado na aquisição de dados de força e velocidade da onda de tensão provocada por um golpe. Os sinais, advindos de instrumentação, são captados e armazenados através de um analisador de cravação. Na pesquisa desenvolvida foi utilizado o equipamento PDA® - *Pile Driving Analyzer*, da PDI (*Pile Dynamics, Inc.*) e o FPDS - *Foundation Pile Diagnostic System*, da TNO *Building and Construction Research Organisation*, para a obtenção dos sinais de campo, que realiza um cálculo da capacidade de carga através do Método CASE®. Este método consiste em uma solução matemática fechada, baseada em hipóteses simplificadoras, tais como a homogeneidade e uniformidade da estaca e deve ser confirmado por uma análise numérica. Foi utilizado o programa CAPWAP® que executa um processo iterativo, baseado na teoria da equação da onda para resolver o problema. Neste método, uma curva dependente de parâmetros adotados é ajustada à curva de força medida, com a finalidade de aferir estes valores. No gráfico da Fig. 4 está apresentado um exemplo dos sinais de força e velocidade  $\times$  tempo processados pelo PDA.



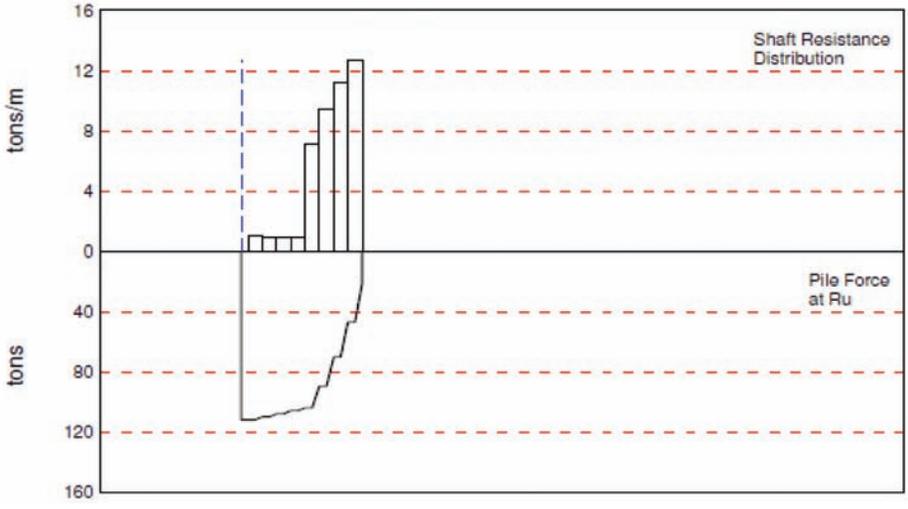
**Fig. 4** – Gráfico dos sinais de força e velocidade × tempo medidos.

O gráfico da Fig. 5 mostra a força medida (linha contínua) sobreposta à força calculada pelo programa (linha tracejada). Esse cálculo é feito resolvendo a equação da onda, usando como elementos de contorno a velocidade medida, e o modelo da estaca e do solo. A boa coincidência das duas curvas é a comprovação de que os modelos usados estão corretos.



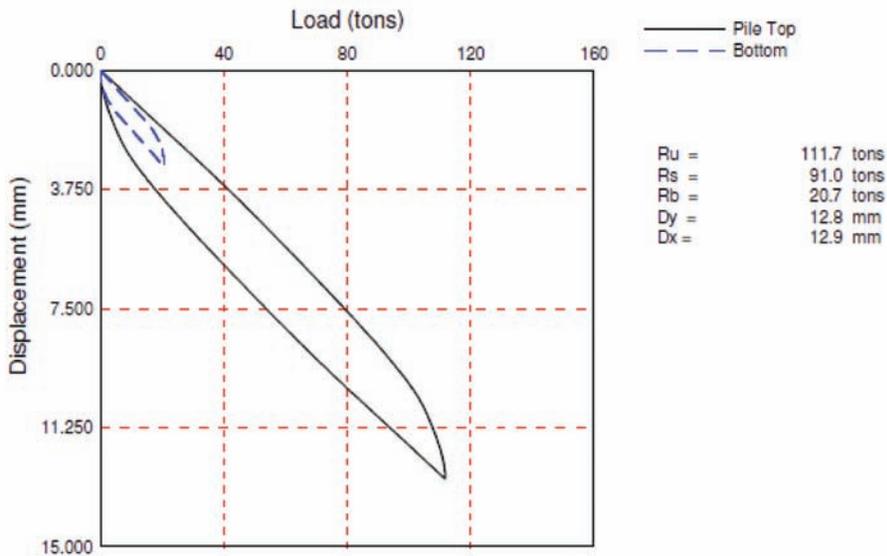
**Fig. 5** – Força calculada × força medida.

De acordo com o exemplo do gráfico da Fig. 6, é possível observar, na parte superior, a distribuição de resistência estática ao longo do fuste, sob a forma de diagrama de barras. A largura de cada barra equivale ao comprimento de um segmento de solo (usualmente cerca de 2m), e a escala vertical está em unidades de força por metro linear. A parte inferior do gráfico mostra a força atuante ao longo do fuste da estaca, para uma carga estática no topo igual à capacidade determinada pela análise.



**Fig. 6** – Distribuição de resistência estática ao longo do fuste da estaca.

Na Fig. 7 está apresentado um exemplo da curva carga-recalque de uma prova de carga estática simulada pelo programa CAPWAP. A curva contínua refere-se ao comportamento da região onde foram instalados os sensores, e a curva tracejada refere-se ao comportamento da ponta da

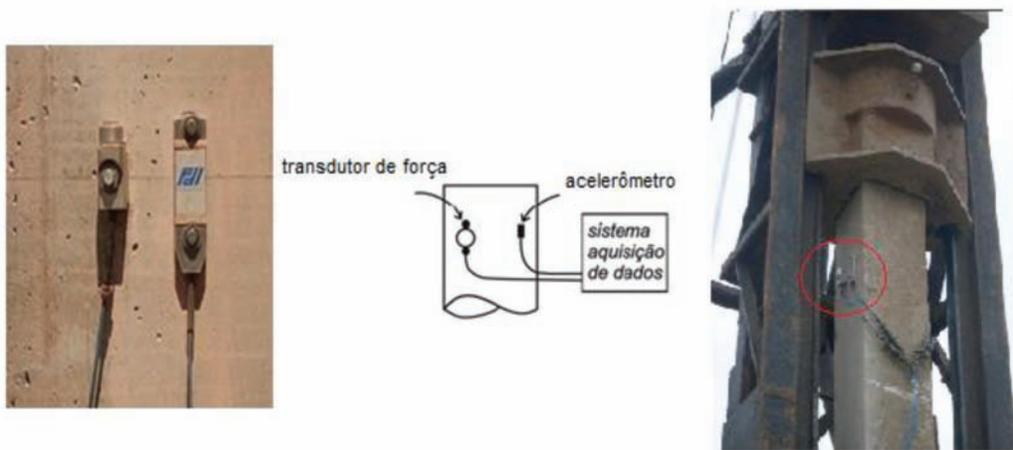


**Fig. 7** – Curva carga × deslocamento.

estaca. Nessa simulação, para cada carga incremental na ponta o programa calcula a carga e o recalque resultante no topo, levando em consideração a elasticidade da estaca e do solo, e considerando nula a velocidade de deslocamento da estaca em relação ao solo. Note-se que essa simulação corresponde ao comportamento da estaca no instante do teste. Assim, principalmente para análises referentes a sinais correspondentes ao final de cravação, esse comportamento pode não corresponder ao que a estaca apresentará após um período de repouso.

### 2.2.2 – Metodologia do ensaio de carregamento dinâmico (ECD)

No ensaio de carregamento dinâmico são utilizados dois pares de sensores como os mostrados na Fig. 8. O sensor da direita é um transdutor de deformação específica. Ele gera uma tensão proporcional à deformação sofrida pelo material da estaca durante o golpe. O sensor da esquerda é um acelerômetro, que gera uma tensão proporcional à aceleração das partículas da estaca.



**Fig. 8** – Detalhe esquemático dos sensores instalados na estaca acelerômetro e transdutor de força para realização do ensaio de carregamento dinâmico.

O sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área de seção na região dos sensores, para obtenção da evolução da força em relação ao tempo. Por isso esses transdutores às vezes são chamados de sensores de força. O PDA tira a média dos dois sinais de força assim obtidos, a fim de detetar e compensar os efeitos da excentricidade do golpe.

O sinal de cada um dos acelerômetros é integrado, para obtenção da evolução da velocidade de deslocamento da partícula com o tempo. Por isso esses transdutores às vezes são chamados de sensores de velocidade. Da mesma forma que os sinais de força, o PDA também trabalha com a média dos dois sinais de velocidade assim obtidos.

### 2.2.3 – Fórmulas dinâmicas

Métodos dinâmicos são aqueles que se baseiam em medições realizadas durante a cravação das estacas para a determinação da capacidade de carga das mesmas. Os métodos dinâmicos podem se dividir em dois grupos:

- 1) Relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto estaca - solo através de fórmulas dinâmicas que são expressões que utilizam o princípio da conservação de energia, a teoria do choque de Newton e a lei de Hooke para corpos perfeitamente elásticos;
- 2) Relacionam grandezas medidas durante a cravação com a resistência do conjunto estaca - solo através da equação de onda, que utiliza as equações da propagação unidimensional de onda de tensões, estudando a estaca como uma barra ao longo da qual uma onda gerada pelo golpe se propaga e esta onda está sujeita a atenuação por ação do solo que envolve a estaca.

No uso das fórmulas dinâmicas, deve-se considerar que a resistência oferecida pelo solo à penetração da estaca não é a capacidade de carga estática da estaca, já que a cravação de uma estaca é um fenômeno dinâmico e, portanto, mobiliza as resistências inercial e viscosa, além da resistência estática.

#### 2.2.3.1 – Método de Chellis (1951) e Velloso (1987)

O método proposto por Chellis (1951) estima a resistência mobilizada ( $R_u$ ) pela equação (17). Velloso (1987) elaborou uma modificação do método proposto por Chellis, com relação a estimativa da resistência mobilizada ( $R_u$ ) durante a cravação da estaca, equação (18), como diretamente proporcional à compressão elástica do fuste ( $C_2$ ), equação (19). Portanto, a própria estaca funcionaria como medidor da resistência mobilizada, sendo que os valores obtidos de  $C_2$  durante a cravação e em seu final, seriam utilizados como parâmetros para aferição da resistência que o solo impõe à penetração da estaca.

$$R_u = \frac{C_2 \times A \times E}{L} \quad (\text{Chellis}) \quad (17)$$

$$R_u = \frac{(K - C_3) \times A \times E}{\alpha_r \times L} \quad (\text{Velloso}) \quad (18)$$

$$C_2 = K - C_3 \quad (19)$$

$R_u$  – resistência mobilizada na cravação;

$A$  – área da seção transversal da estaca;

$L$  – comprimento cravado;

$E$  – módulo de elasticidade do material da estaca;

$C_3$  – valor da compressão elástica (*quake*) do solo abaixo da ponta da estaca;

$K$  – valor do repique elástico da estaca;

$\alpha_r$  – coeficiente que exprime a relação entre a parcela de carga da ponta e carga total da estaca (adotado com valor de 0,7 quando a estaca trabalha tanto por atrito quanto por ponta).

Chellis (1951) sugeriu valores de  $C_3$  (*quake*) de acordo com a dificuldade de cravação, sendo  $C_3$  entre 0,0 e 2,5mm para cravações fáceis e, nos demais casos,  $C_3 = 2,5$ mm independente do tipo de solo.

Forehand e Reese (1964) sugeriram valores obtidos através de programa para resolução da equação da onda apresentados no Quadro 7.

**Quadro 7** – Valores de  $C_3$  (*quake*) (Forehand e Reese, 1964).

Tipo de solo	$C_3$ ( <i>Quake</i> ) (mm)
Areia grossa	2,5
Areia grossa misturada	2,5
Areia fina	3,8
Camada de areia e camada de argila, mas com pelo menos 50% da estaca em contato com a areia	5,1
Solo resiliente	5,1
Areia e cascalho	3,8

O método proposto por Chellis (1951) com a modificação realizada por Velloso (1987), equação (18), será referenciado ao longo do trabalho por Chellis (1951) e Velloso (1987).

### 2.2.3.2 – Fórmula proposta por Rosa (2000)

Rosa (2000) apresentou um estudo e sugestões para modificações das fórmulas de Uto *et al.* (1985) e Chellis (1951), objetivando a obtenção de resultados mais precisos, no qual utilizou análises estatísticas dos parâmetros envolvidos nas formulações apresentadas pelo método simplificado de CASE (fundamentado na Teoria de Propagação da Onda), e propôs o que denominou de “Fórmula de Chellis Modificada”.

As modificações sugeridas na fórmula de Chellis convencional resultam na seguinte formulação (equação 20):

$$R_{CM} = \frac{\Omega \times kK \times E \times A}{\alpha \times L} = \frac{(0,03 \times L + 0,5) \times C_2 \times E \times A}{0,8 \times L} \quad (20)$$

$R_{CM}$  – resistência estática mobilizada pelo golpe aplicado;

$\alpha$  – fator de redução ( $0 < \alpha < 1$ ), propõe fixar o valor médio de 0,8;

$L$  – comprimento da estaca;

$\Omega = 0,03L + 0,5$  – fator de correção, cujo objetivo é corrigir a tendência de crescimento da relação RCASE / RFÓRMULA em função do comprimento cravado da estaca;

$kK = C_2$  – deformação elástica (repique) da estaca, admitindo-se a existência de fase perfeitamente elástica do solo;

$A$  – área de concreto da seção transversal da estaca;

$E$  – módulo de elasticidade do material.

### 3 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Em Cabette (2014) foram analisados os dados de duas quadras do empreendimento, mas no trabalho serão apresentados os dados e cálculos efetuados para a Quadra I (Fig. 1). As sondagens próximas às estacas que são analisadas no trabalho são as SP-919, SP-920 e SP-921, da Fig. 2. Os resultados obtidos para a outra quadra estudada na pesquisa foram muito semelhantes aos que estão sendo apresentados neste trabalho.

Para cada uma das sondagens acima referidas foram calculadas as capacidades de carga através dos métodos semiempíricos Décourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) modificado por Aoki (1985) e o método proposto por Teixeira (1996) ao longo da profundidade, considerando os fatores de segurança propostos por Décourt e Quaresma (1982) assim como o fator de segurança igual a dois, que é solicitado pela NBR6122 (2010), para o método Aoki (1985) e para o método proposto por Teixeira (1996). Nas Figs. 9, 10 e 11 estão apresentados estes resultados em comparação à carga admissível da estaca igual a 400kN que havia sido definida em projeto. Esta é a carga necessária para a fundação absorver a carga estrutural da edificação acrescida do atrito negativo, provocado pelo adensamento primário e secundário da camada de argila mole.

As estacas foram cravadas com bate estacas tipo queda livre com martelo com peso equivalente a 28kN, com altura de queda de 0,40m. O tempo entre a finalização da cravação da estaca e o ensaio de carregamento dinâmico variou de 1 a 6 dias, com tempo médio de 3 dias de repouso.

Com auxílio das Figs. 9, 10 e 11 é possível verificar que o valor da capacidade de carga das estacas obtidas através dos métodos Décourt e Quaresma (1978) e Aoki (1985), se assemelham bastante para profundidades das estacas superiores a 25m, considerando a sondagem SP-919 e SP-920, o que não ocorre tão bem com relação à sondagem SP-921. Observa-se, de forma geral, que o método proposto por Teixeira (1996) é mais conservador que os demais métodos estudados neste trabalho, mas os métodos propostos por Aoki (1985) e Teixeira (1996) se assemelham muito para as regiões de argila mole.

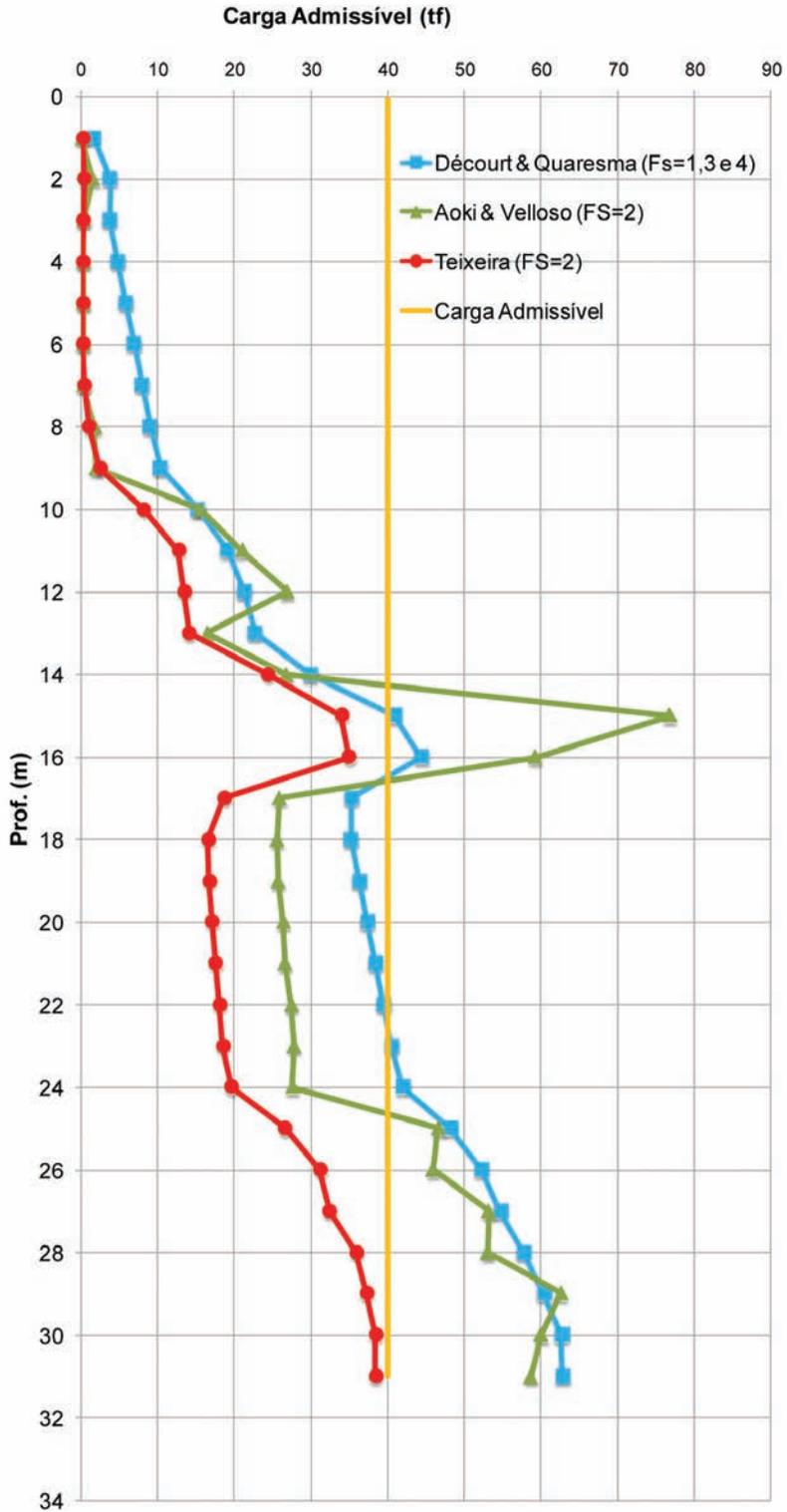


Fig. 9 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-919).

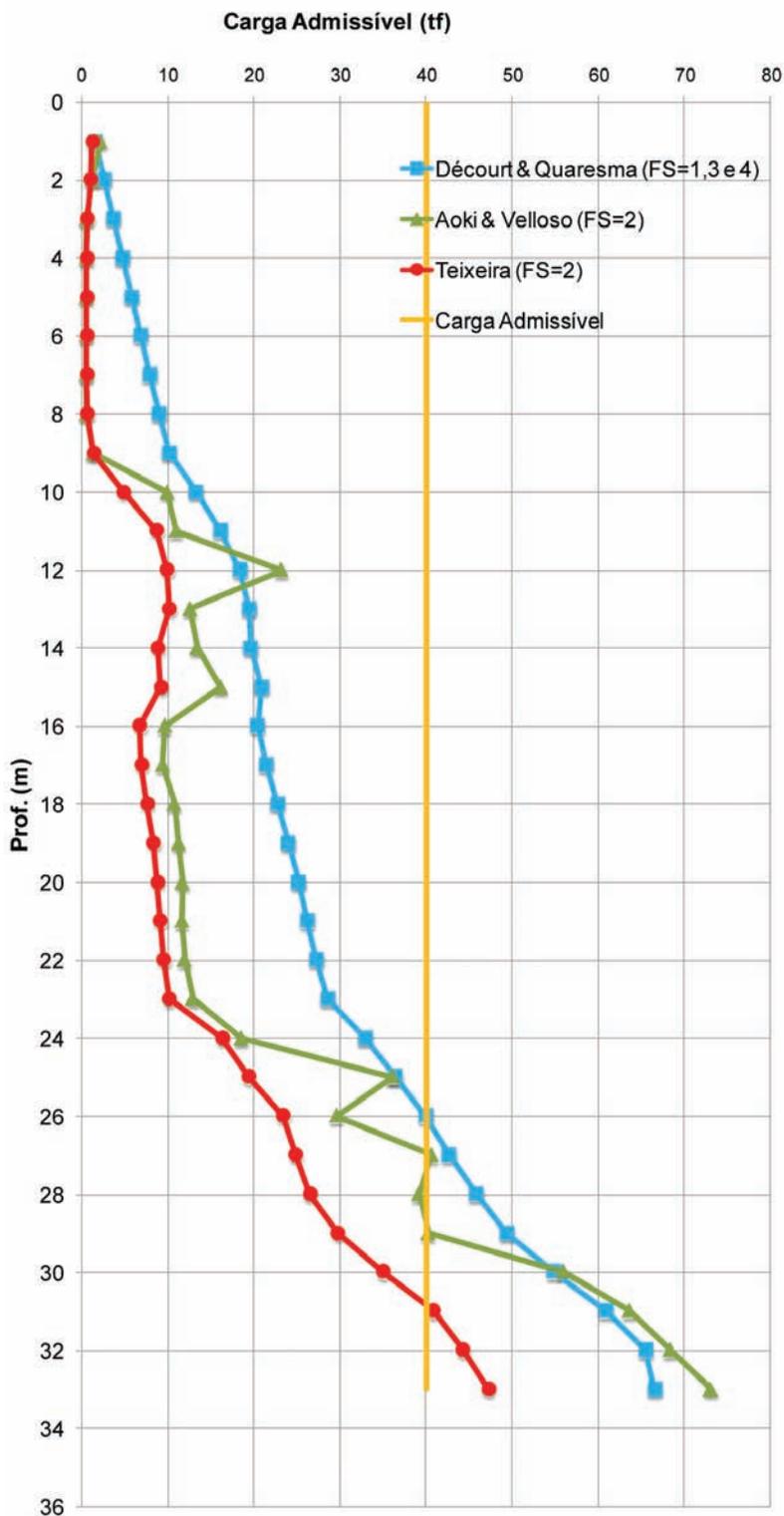


Fig. 10 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-920).

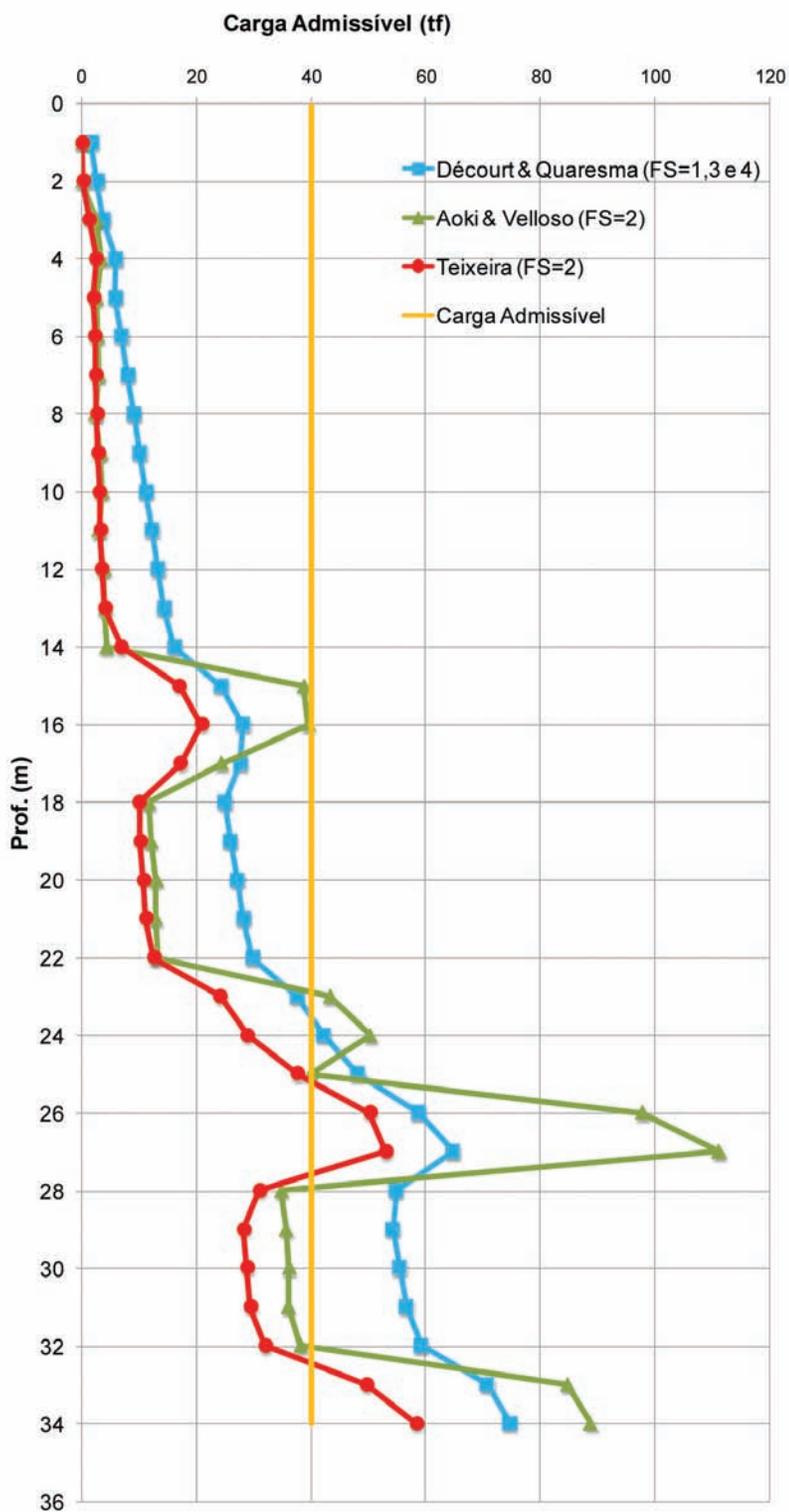


Fig. 11 – Capacidade de carga mobilizada em função da profundidade (SP-921).

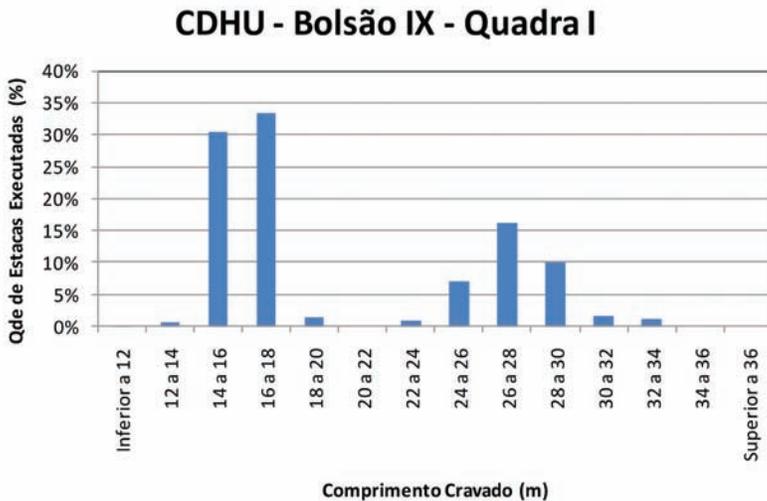
No Quadro 8 está apresentado o resumo referente a cravação das estacas cravadas na região compreendida pela Quadra I.

**Quadro 8** – Resumo referente a cravação das estacas na Quadra I.

Nº estacas executadas	L cravado (m)			Nega p/ 10 golpes (mm)			Repique (mm)		
	Médio	Mín.	Máx.	Médio	Mín.	Máx.	Médio	Mín.	Máx.
508	20,2	12,0	33,3	5	1	16	11	5	18

Com auxílio do Quadro 8, pode-se verificar que o comprimento cravado das estacas variou entre 12,0m e 33,3m, com comprimento médio de 20,2m nesta região da obra. O comprimento das estacas previsto em projeto era de 20m. O critério de paralisação para a cravação das estacas imposto pelo projetista indicava que para os últimos 10 golpes a estaca não deveria penetrar mais do que 20mm no terreno, isto é, uma nega de 20mm para 10 golpes. O valor médio da nega das estacas ocorrido na obra foi de 5mm para 10 golpes, tendo ocorrido um valor mínimo de 1mm e máximo de 16mm, respeitando o critério de projeto. Com relação ao repique elástico medido observou-se valor mínimo de 5mm e máximo de 18mm com valor médio de 11mm.

Através da Fig. 12, pode-se observar a distribuição das estacas executadas na obra de acordo com os comprimentos cravados nesta região da obra (Quadra I).



**Fig. 12** – Distribuição de frequência de acordo com os comprimentos cravados.

É possível observar na Fig. 12, que aproximadamente 60% das estacas executadas tinham comprimento variando entre 14m e 18m. Foi admitido para este trabalho que estacas com comprimentos cravados menores que vinte metros seriam interpretadas como “estacas curtas” e acima destes valores como “estacas longas”, para análise e interpretação dos métodos semiempíricos.

Nesta região do empreendimento foram realizados 18 ensaios de carregamento dinâmico (ECD), de forma aleatória tanto para estacas curtas como longas. As estacas ensaiadas representam 3,5% do estaqueamento da Quadra I. No Quadro 9 são apresentados os valores de capacidade de

carga obtidos através dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD) em comparação aos resultados obtidos pelos métodos estáticos (neste estudo foi adotado o valor médio obtido por cada método nas três sondagens da SP-919 / SP-920 / SP-921). RMX é o valor da capacidade de carga determinado pelo programa CAPWAP, D&Q pelo método Décourt-Quaresma, A&V pelo método Aoki-Velloso.

**Quadro 9** – Resumo dos ensaios de carregamento dinâmico (ECD).

Tipo	Estaca	L cravado (m)	C <sub>3</sub> (mm)	RMX/FS = 2 (kN)	Método D&Q (kN)	Método A&V (kN)	Método Teixeira (kN)
Estacas Curtas	E09	15,2	1,595	549	325	578	234
	E35	16,6	1,004	507	362	494	273
	E24	15,0	2,366	511	325	578	234
	E37	15,0	1,584	503	325	578	234
	E04	16,3	2,939	550	362	494	273
	E57	16,7	2,26	559	362	494	273
	E73	16,5	1,504	525	362	494	273
	E84	16,6	1,333	567	362	494	273
	E107	16,5	2,588	591	362	494	273
	E108	16,3	1,004	553	362	494	273
E109	16,6	2,356	571	362	494	273	
Estacas Longas	E09	26,0	1,004	452	503	578	370
	E37	26,5	3,532	511	503	578	370
	E48	26,9	1,101	502	540	683	392
	E59A	26,1	2,406	537	503	578	370
	E61	26,8	1,766	564	540	683	392
	E19	26,7	3,024	625	540	683	392
	E21	29,3	1,857	656	546	462	346

Através das análises CAPWAP foi possível determinar que os valores da máxima deformação elástica do solo na ponta (*quake* de ponta ou C<sub>3</sub>) variaram de 1,0mm a 3,5mm, com valor médio de 2,0mm.

Na Fig. 13 estão representados os valores de repique medidos e os calculados teoricamente pelo método de Chellis–Velloso (1987) e pelo método proposto por Rosa (2000), em função do comprimento das estacas. De acordo com os ensaios de carregamento dinâmico (ECD) realizados na Quadra I, foi adotado valor de C<sub>3</sub> igual a 2,0mm para estimativa da capacidade de carga pelo método dinâmico de Chellis–Velloso (1987) e Rosa (2000). Foi adotado valor de E=33GPa.

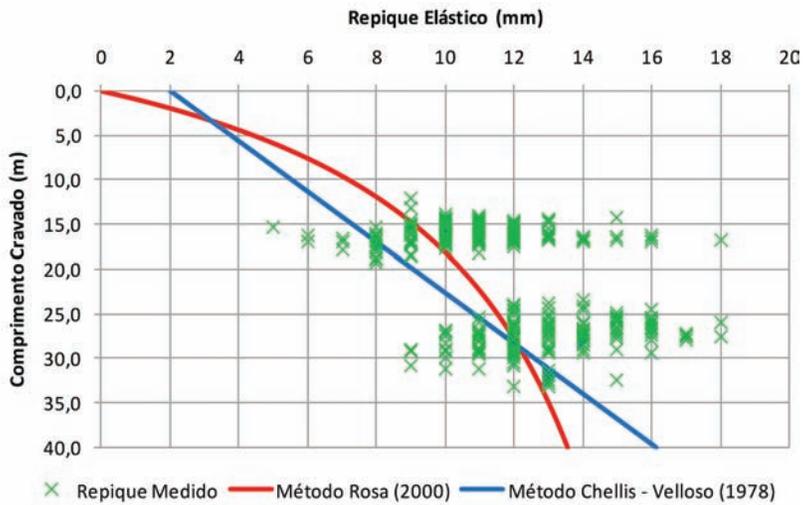


Fig. 13 – Valores dos repiques medidos em campo no final da cravação em função do comprimento cravado.

Os resultados obtidos mostram boa convergência, de tal forma a permitir o monitoramento e uniformidade quanto ao critério de parada das estacas, a favor da segurança, já que a maioria dos valores calculados pelos dois métodos são inferiores aos medidos.

A Fig. 14 compara os valores de capacidade de carga obtidos através do método semiempírico de Décourt e Quaresma (1978) com os valores encontrados nas análises CAPWAP.

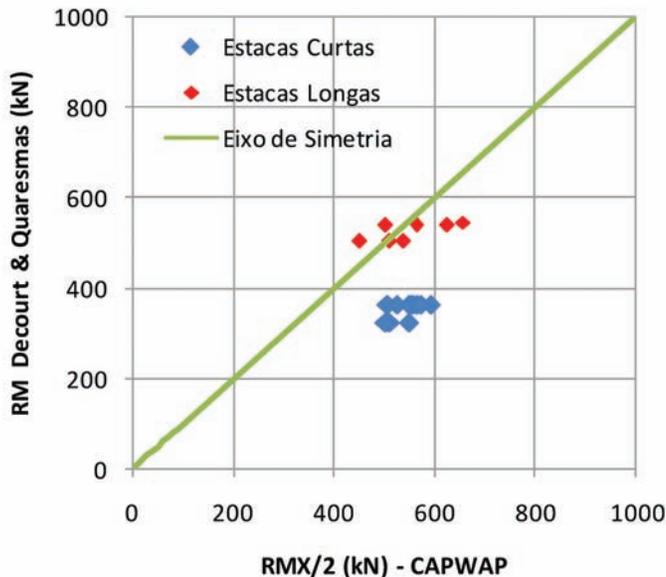
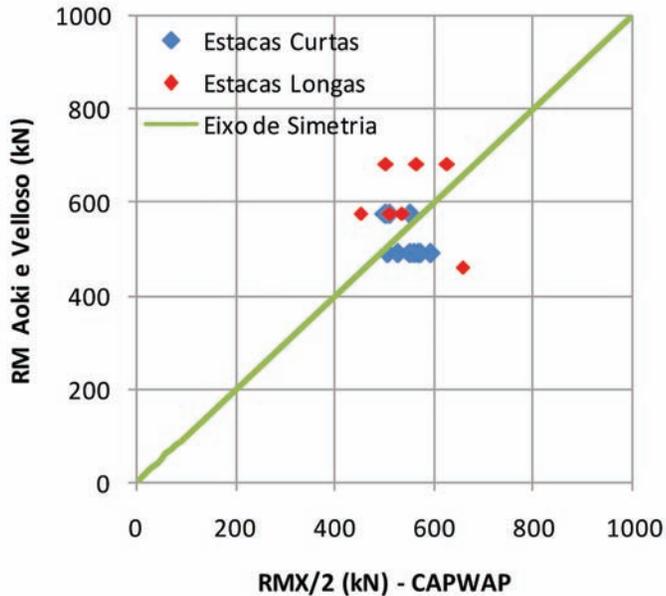


Fig. 14 – Comparação entre resistência obtidas pelo CAPWAP vs. estimada pelo método de Décourt e Quaresma (1978).

Conforme pode ser observado o método semiempírico Décourt e Quaresma (1978) apresentou boa convergência com os resultados apresentados com base nas análises CAPWAP, para as estacas longas, mas subestimou a capacidade de carga para as estacas curtas.

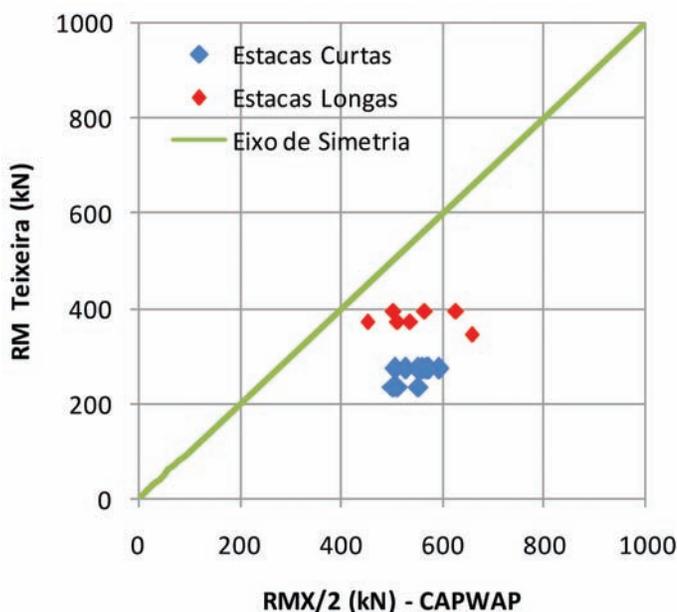
A Fig. 15 mostra a correlação entre o método semiempírico Aoki e Velloso (1975) com a modificação proposta por Aoki (1985) com os valores encontrados nas análises CAPWAP.



**Fig. 15** – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP vs. a estimada pelo método de Aoki e Velloso (1975) com a modificação de Aoki (1985).

Com a modificação do método semiempírico Aoki e Velloso (1975), para estacas pré-moldadas de pequenos diâmetros proposta por Aoki (1985), os resultados obtidos, tanto para as estacas curtas, como para as estacas longas, apresentaram boa convergência em 80% dos casos.

A Fig. 16 apresenta os resultados obtidos através do método de Teixeira (1996) em comparação aos valores encontrados nas análises CAPWAP.



**Fig. 16** – Comparação entre as resistências obtidas através do CAPWAP vs. a estimada pela modificação do método de Teixeira (1996).

Observa-se através da Fig. 16, que o método semiempírico proposto por Teixeira (1996) apresenta resultados bastante conservadores em relação aos resultados das análises CAPWAP na Quadra I.

#### 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método semiempírico proposto por Aoki e Velloso (1975) modificado por Aoki (1985) para estimativa da capacidade de carga das estacas pré-fabricadas, executadas nesta região do empreendimento, foi o que apresentou resultados mais próximos aos obtidos através das provas de carga dinâmicas realizadas.

As resistências mobilizadas com auxílio do ECD e aferidas posteriormente nas análises CAPWAP indicaram coeficiente de segurança global superior a 2, em todos os casos.

Os métodos semiempíricos analisados forneceram coeficientes de segurança superiores aos obtidos através das provas de carga dinâmicas executadas.

O controle do estaqueamento foi uniformizado em função do registro de nega para dez golpes e repique elástico nas estacas executadas na obra, com objetivo de verificar a capacidade de carga das estacas através das fórmulas dinâmicas. Os resultados dos coeficientes de segurança obtidos desta forma foram superiores a 2, valor imposto pela NBR6122 (2010), atendendo as premissas de projeto. Recomenda-se sempre utilizar mais do que uma fórmula dinâmica em função da grande variabilidade dos resultados encontrados.

## 5 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao consórcio F.M. Rodrigues / Gomes Lourenço e a Benaton Fundações por cederem os ensaios e as informações necessárias para elaboração deste trabalho.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aoki, N. (1985). *Considerações sobre Previsão e Desempenho de alguns tipos de Fundações Profundas sob ação de cargas Verticais*. In: Simpósio Teoria e Prática de Fundações Profundas UFRGS, Porto Alegre. 1985. Vol. I. pp. 211-251.
- Aoki, N.; Velloso, D. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. 1.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 13208 (2007): *Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro, Brasil.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122 (2010): *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro, Brasil.
- Cabette, J.F. (2014). *Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Chellis, R.D. (1951). *Pile Foundations. Theory – Design – Practice*. New York: McGraw- Hill Book Company, Inc.
- Décourt, L.; Quaresma, A.R (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a partir de Valores de SPT*. Anais do 6º COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 45-53.
- Forehand, P.W.; Reese, J.L. (1964). *Predictions of Pile Capacity by the Wave Equation*. Journal of the Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 1, pp. 1-25.
- Massad, F. (1985). *As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas*. Tese de Livre Docência, EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.
- Rosa, R. (2000). *Proposição de Modificação das Fórmulas Dinâmicas de Cravação de Chellis e Uto et al. a partir de Resultados do Método Case*. Dissertação de M.Sc., Poli/USP, São Paulo, SP, Brasil.
- Smith, E.A.L. (1960). *Pile-Driving Analysis by the Wave Equation*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 86, No. EM 4, August.
- Teixeira, A.H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. SEFE III. III Seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia. Vol. 1, São Paulo, pp. 33-50.
- Uto, K.; Fuyuki, M.; Sakurai, M. (1985). *An Equation for the Dynamic Bearing Capacity of a Pile Based on Wave Theory*. Proc. Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, San Francisco, Vol. 2, pp. 95-100.
- Velloso, P.P.C. (1987). *Fundações - Aspectos Geotécnicos*. 5ª Ed, Publicação do DEC/ PUC, Rio de Janeiro.