



Avaliação da Carga de Ruptura de Estacas Injetadas Executadas em Solos Moles Através de Métodos Consagrados da Literatura Geotécnica

Rodrigo Rogério Cerqueira da Silva¹

¹Departamento de Ciências Exatas
Universidade Nove de Julho (UNINOVE) – São Paulo – SP – Brazil

rodrigorogério@uni9.pro.br

Resumo. *Apresenta-se neste trabalho a solução adotada para execução de fundações em solos moles localizado na orla marítima da cidade de Santos-SP, através da utilização das estacas injetadas autoperfurantes. A curva carga x recalque obtida através da prova de carga estática não apresentaram pontos de ruptura nítido, comportamento típico para solos de baixa resistência, como argilas marinhas de consistência mole. Através dos métodos mais consagrados da literatura foram realizadas extrapolações da curva carga x recalque e previsões da capacidade de carga através de ensaios SPT, visando a disseminação de parâmetros técnicos para fundações executadas em solos moles, através do melhor desempenho dos métodos aplicados.*

Abstract. *This work presents the solution adopted for the implementation of foundations in soft soils located on the seafront of the city of Santos-SP, through the use of self-drilling injected piles. The load-displacement curve obtained by the static load test did not show clear rupture points, typical behavior for low resistance soils, such as soft-clays marine clays. Extrapolations of the load x load curve and load capacity predictions were carried out through SPT, aiming the dissemination of technical parameters for foundations executed in soft soils, through the best performance of the applied methods.*

1. Introdução

Diante da dificuldade de encontrar grandes espaços nos centros urbanos, as áreas litorâneas são muito visadas pela construção civil devido sua beleza natural e infraestrutura pela vasta importância econômica. Porém, construir nesses locais tem seus desafios, devido à baixa capacidade de carga dos solos, a falta de parâmetros técnicos pode levar ao superdimensionamento das obras, além da escolha inadequada dos materiais a serem utilizados, necessitando de novos sistemas de elementos de fundações adequados a corresponder às necessidades arquitetônicas e estruturais.

Estacas injetadas pertencem a esta categoria de fundação, devido ser estruturas simples se tornando cada vez mais popular na concepção da construção civil. Estes métodos utilizam armadura complementar, às vezes em combinação com o seu interior barras sólidas, além de equipamentos mais simples de pequeno porte, gerando uma execução simplificada de fácil controle e rapidez em sua instalação, apresentando dentre as fundações profundas a menor relação custo/carga.

Uma das técnicas em desenvolvimento mais recente consiste em um sistema de fundação moldada *in loco* denominada estaca injetada autoperfurante (EIA). De acordo com Silva (2011), este tipo de estaca consiste em perfurar o solo com injeção simultânea de nata de cimento com tubo de alta resistência e ponta cortante, que é a própria armação principal da estaca, conforme Figura 1.



Figura 1. Detalhe da ponteira cortante com passagem para calda de cimento

Estudos realizados por Silva (2017) ressaltam ainda que este processo de perfuração permite atingir grandes profundidades em terrenos com baixa resistência, o que possibilita maior nível de carga transmitida ao solo por atrito lateral e ponta, comparando-se com outros tipos de estacas de mesmo diâmetro, garantindo, através da injeção simultânea, uma interação radial da barra de ancoragem com o solo (Figura 2).

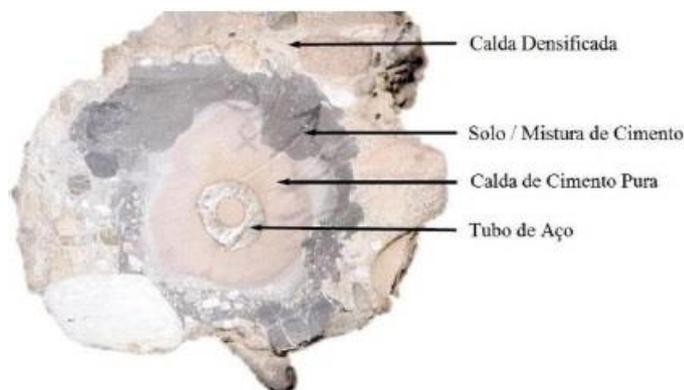


Figura 2. Seção típica de uma estaca injetada autoperfurante exumada

Dentre os diversos fatores que influenciam na transferência de carga através da interação solo-estrutura deste tipo de estaca, a influência da pressão de injeção e o método de instalação, se constituem na principal diferença entre estas e as estacas injetadas convencionais. A utilização da calda de cimento como fluido de perfuração, com aplicação de pressões médias da ordem de (5 á 10 kg/cm²), possibilita pouco refluxo caudal, fator este que contribui no aumento de sua capacidade de carga. O alargamento do fuste, ocasionado pelo aumento das pressões em estacas injetadas, provocam alterações das características físicas e mecânicas na área do maciço do solo próximo das estacas.

Grabe e Pucker (2015), Pachla (2016) e Samokhval et al. (2016) verificaram que, durante as injeções de calda de cimento, existe uma compactação radial do solo,

aumentando sua densidade em torno de 25%, módulo de deformação em 64%, além de diminuir em cerca de 38% o teor de umidade. De acordo com os pesquisadores, as mudanças desses parâmetros do solo contribuíram para aumentar a capacidade de carga das estacas injetadas em torno de 20%, quando comparadas com as estacas injetadas sem pressão através de provas de cargas.

Não deve ser considerado num dimensionamento de estacas, somente a sua capacidade de carga, pois esta grandeza não é intrínseca somente a estaca, mas também depende do tipo de maciço de solo e dos seus parâmetros geotécnicos de resistência.

Segundo Aoki e Cintra (2000), não se deve considerar “capacidade de carga do solo”, pois seu valor depende do processo executivo da estaca e da sua geometria, como dimensão da seção transversal e comprimento. Para o melhor entendimento do problema, a Figura 3, elaborada por Alonso (1992), representa o diagrama de transferência de capacidade de carga que permite, a partir das parcelas de carga transferidas para o solo, determinar o diagrama de esforço normal da estaca para a carga P , aplicada no topo da estaca.

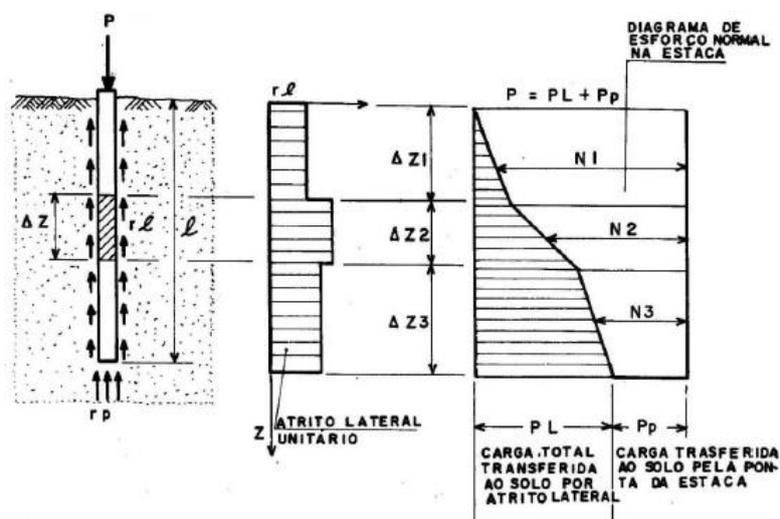


Figura 3. Estaca carregada, gerando transferência de carga em solo estável

Um dos principais fatores a ser considerado no desempenho de uma fundação são as condições de drenagem do solo. De acordo com Silva (2011), em solos drenados, o excesso de poropressão pode se dissipar rapidamente pelo carregamento aplicado da fundação, porém, para solos de drenagem parcial, o excesso de poropressão gerado pelo carregamento pode se dissipar dependendo da solicitação de carga imposta. Em solos coesivos as condições não drenadas podem resultar em valores baixos de capacidade de carga, gerando condições críticas de carregamento que podem ocorrer em curto prazo, enquanto as pressões neutras são dissipadas. Para casos de determinação da capacidade de carga da ponta da estaca em argila moles, o procedimento consiste em assumir condições totalmente não-drenadas.

Segundo Alonso (1992), quando uma estaca é executada em extrato superior resistente atravessando camadas compressíveis de solo que se encontra em processo de adensamento, de tal forma que os recalques são maiores do que os da estaca, o solo passa a carregar a mesma ao invés de suportá-la, fenômeno este denominado atrito lateral negativo. O diagrama de transferência de carga para a situação de atrito negativo

é mostrado na Figura 4, demonstrando que a camada compressível em adensamento aplique uma adesão constante com a profundidade.

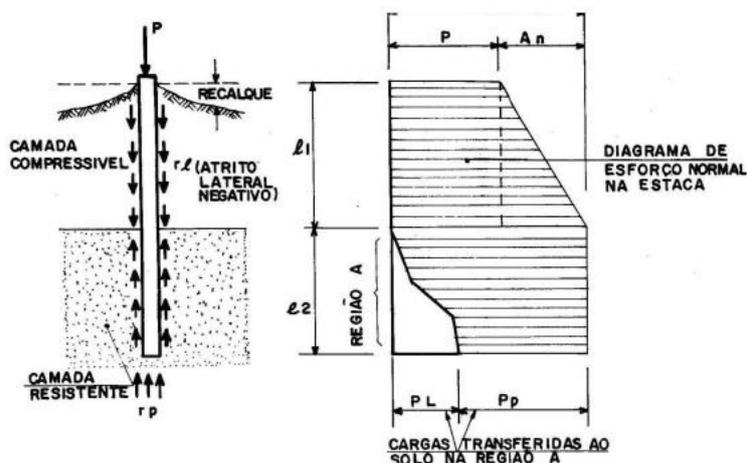


Figura 4. Transferência de carga em solos em adensamento na fase final

Nas estacas injetadas autoperfurantes, o fenômeno de atrito negativo pode ser reduzido com o aumento do atrito lateral, obtido durante o processo de compactação do terreno, com o aumento do diâmetro da perfuração, ocasionado pela pressão da calda de cimento. De acordo com Silva (2017) a metodologia de execução da estaca em estudo, também promove o aumento da resistência de ponta, pois nos últimos três metros, a injeção da calda de cimento deve ser mais demorada, garantindo melhor ancoragem e formação de um bulbo de maior diâmetro e, conseqüentemente, aumento da capacidade de carga da estaca.

2. Materiais e Métodos

Como o uso da estaca injetada autoperfurante ainda não está disseminado, o objetivo da presente pesquisa consiste em demonstrar o seu desempenho em solos moles, avaliando seu comportamento através da prova de carga do tipo estática. Os resultados obtidos são analisados por meio de métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga, disponíveis na literatura, baseados em ensaios de sondagem a percussão do tipo SPT, e através da extrapolação de curva carga x recalque para prova de carga interrompida antes da ruptura, de forma a caracterizar a capacidade de carga deste novo tipo de estaca, fornecendo parâmetros técnicos para a comunidade geotécnica.

2.1 Características geológicas geotécnicas local

De acordo com as campanhas de sondagens a percussão (SPT), executadas no local da estaca teste, verificou-se que o subsolo local é formado de areia fina de granulação variada fofa a compacta da cota 0,00 a -5,0 m, seguido até -11 m de uma camada de areia fina e média com nódulos de argila e pouca mica fofa de cor cinza escura, sotoposta por alternâncias entre camadas de argila marinha siltosa de consistência média a mole cinza escura até a cota -46 m. Entre a cota -46 e -50 m, profundidade onde estão apoiadas as estacas em estudo, observou-se uma camada de solo residual composto por uma areia argilosa fina e média com pedregulhos de granulação variada (quartzo) medianamente compacta a compacta de coloração cinza, com nível de água (N.A) encontrado a partir de -3m. A Figura 5 indica a sondagem realizada junto à estaca teste, com detalhe da amostra de solo local retirada durante os ensaios SPT.

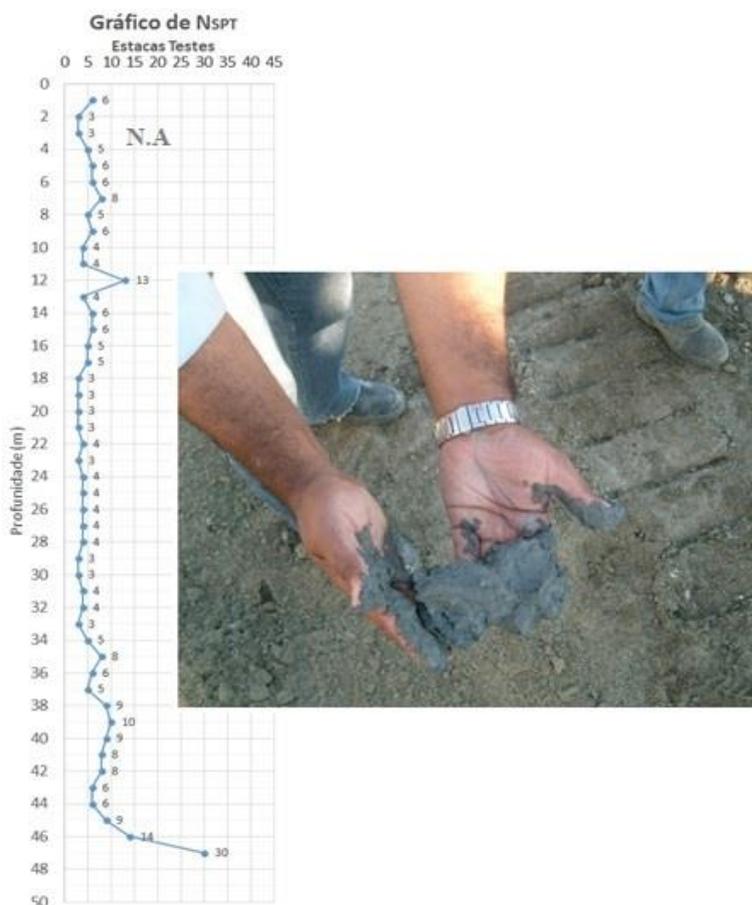


Figura 5. Perfil do solo junto a estaca teste e detalhe da amostra local

As características geotécnicas dos boletins de sondagem condizem com as descrições sobre a gênese dos solos quaternários marinhos da cidade de Santos, conforme estudos realizados por Massad (2004), detalhando que devido às oscilações do nível do mar (NM) durante o quaternário, ocorreram pelo menos dois ciclos de sedimentação no perfil da orla marítima, entremeados por intenso processo erosivo, que deram dois tipos de sedimentos argilosos (Pleistocênico e Holocênico), com propriedades geotécnicas distintas.

Os sedimentos Holocênicos são constituídos de argilas (SFL) entremeados por camadas contínuas de areia com espessura constante até uma profundidade de 18 m, sendo suas propriedades em algumas regiões homogêneas e uniformes, em outras, são heterogêneas. Os sedimentos Pleistocênicos ocorrem abaixo dos holocenos e são constituídos de camadas de areia com 6 e 7 m de espessuras e de camadas de argilas média a rija situadas, geralmente, a uma profundidade de 20 a 25 m.

Segundo Teixeira (1994), a cidade de Santos localiza-se sobre um subsolo constituído por sedimentos quaternários, cujo perfil geológico da orla consiste na alternância entre camadas de areia e camadas de argila orgânica. Estes pacotes de solos, assentados sobre um maciço cristalino, são formados por rochas de gnaiss e granito. O material residual, encontrado a grandes profundidades pela sondagem SPT na área de estudo, podem ser oriundos da decomposição destes tipos de rocha citados por Teixeira (1994).

2.2 Execução das estacas testes

Para realização do programa experimental foram utilizadas três estacas testes, com capacidade de carga de trabalho de 100 tf, sendo uma para avaliar a capacidade de carga, e as outras duas estacas para servir como sistema de reação para a prova de carga estática.

As estacas possuem profundidade de 48 metros, realizadas com perfuração e injeção simultânea de calda de cimento, através de tubo de aço com diâmetro de 8 mm, este que é a própria armação principal da estaca, com ponta cortante para gerar um diâmetro nominal de 250 mm. A injeção de nata de cimento com fator a/c de 0,5 é realizada por dentro do tubo vazado (sentido descendente), com refluxo (sentido ascendente) entre a seção anelar, formada pelo perímetro externo do tubo e a parede de contato do solo. As pressões de injeção foram da ordem de 10 a 15 Kg/cm e contribuíram no avanço da perfuração, melhorando o solo adjacente, aumentando seu diâmetro através do efeito gerado pelo jato da nata de cimento. O processo de injeção de nata está condicionado ao tipo de solo, refletindo especialmente no consumo de cimento, sendo a quantidade de cimento absorvido em solos moles, na ordem de dois sacos por metro linear de estaca.

2.2 Realização da prova de carga estática

Na execução do ensaio foram obedecidas as instruções preconizadas pela norma NBR 12131 (2006), que trata da execução de prova de carga estática em estacas, no qual a estaca ensaiada deve ser carregada até à ruptura, ou até duas vezes o valor da carga de trabalho.

Para a presente pesquisa, foi realizado ensaio a compressão executado com carregamento lento, onde cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho. Os ensaios foram realizados através de um sistema de reação composto por duas vigas metálicas de referência, com estacas de reação localizadas a uma distância média aproximada de 3 m do eixo da estaca ensaiada (Figura 6a). Nas vigas de referência, por intermédio de bases magnéticas, foram fixados quatro extensômetros, com curso 50 mm e sensibilidade 0,01 mm, diametralmente opostos, apoiados em pequenas lâminas de vidro, fixados na superfície do bloco de concreto executado na cabeça da estaca (Figura 6b).



Figura 6. (a) Detalhe da prova de carga estática, (b) detalhe extensômetros apoiados sobre placa de vidros



2.3 Métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga

Respeitando os limites fixados na revisão bibliográfica para previsão de carga das estacas, foram aplicados os métodos semi-empíricos desenvolvidos por pesquisadores como Décourt e Quaresma (1978), adaptado por Décourt (1996) considerando os parâmetros para estacas injetadas, Aoki e Velloso (1975) e Brasfond (1991), utilizados especificamente para estacas tipo raiz. Estes métodos foram utilizados para o presente estudo em virtude de haver uma fórmula específica para este novo tipo de estaca injetada. Para a previsão de capacidade de carga dos métodos, foram utilizados os parâmetros para solos argilosos.

O método de Décourt e Quaresma (1978) adaptado por Décourt (1996) introduz, na previsão de capacidade de carga, coeficientes de majoração ou minoração (α ou β), para a reação de ponta ou para o atrito lateral, respectivamente. De acordo com Décourt (1996) os coeficientes permitem estender os cálculos efetuados para estaca de deslocamento, bem como para outros tipos de estacas, como estaca injetada autoperfurante, para a qual foi adotado para efeito de cálculo, os parâmetros de estacas injetadas. A expressão para determinar a capacidade de carga pode ser realizada de acordo com a Equação 1 conforme Décourt (1996).

$$PR = \alpha.KP.NP.AP + \beta.FC.(N/3+1).U.\Delta L \quad (1)$$

Onde:

PR: Carga de ruptura da estaca injetada autoperfurante;

NP: valor médio do NSPT na ponta da estaca, o imediatamente anterior e posterior;

KP: coeficiente para resistência de ponta para argila 12 (tf/m²);

AP: área da ponta da estaca;

U: perímetro da estaca;

N: valor médio do NSPT para cada ΔL ;

ΔL : Espessura de cada camada (metros);

α e β : coeficientes em função da estaca raiz, sendo $\alpha = 1$ e $\beta = 3$.

O método proposto por Aoki e Velloso (1975) foi criado originalmente através de correlações de resultados de provas de carga em estacas com ensaios CPT (*Cone Penetration Test*). Segundo Aoki (1991), na ausência do ensaio de penetração estática, pode-se lançar mão de correlações entre este ensaio e o NSPT, através de um fator de correção K e um fator α , que relaciona o atrito ou adesão lateral medido no ensaio de cone e o NSPT. Para a estaca em estudo de acordo com a geologia local o valor K será (2 Kgf/cm²) e α (6%). Diante destes parâmetros podemos considerar a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação estimada por Aoki e Velloso (1975), podendo ser obtido a capacidade de carga através da Equação 2.

$$PR = (Ap. K. NP)/F1 + U \sum (\alpha. K. NL. \Delta L)/F2 \quad (2)$$

Onde:

PR: Carga de ruptura da estaca injetada autoperfurante;

Ap: área da ponta da estaca;



NP: valor de NSPT na ponta da estaca;

U: perímetro da estaca;

NL: valor médio do NSPT para cada ΔL ;

L: espessura de cada camada (em metros);

α : coeficiente de proporcionalidade;

K: coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária, do ensaio de penetração estática CPT, e a resistência à penetração dinâmica NSPT;

F1 e F2: fatores de transformação (tipo de estaca).

Os fatores de correções das resistências laterais e da ponta das estacas, denominadas como F1 e F2, levam em consideração as diferenças entre os comportamentos do cone estático e das estacas estudadas, sendo que, para estes fatores, serão arbitrados os mesmos valores para estaca raiz, devido a metodologia de execução ser semelhante à estaca injetada autoperfurante. Sendo assim, adotou-se para F1 (2,0) e F2 (4,0).

O terceiro método aplicado foi desenvolvido pela empresa Brasfond (1991), citado por Moura (2011), que permite obter a capacidade de carga através da Equação 3.

$$PR = \alpha.Nspt. AP. + \beta.Ns.U.\Delta L \quad (3)$$

Em que:

PR: Carga de ruptura da estaca injetada autoperfurante;

α : Coeficiente que depende do tipo de solo onde se encontra a ponta da estaca solo argiloso adotado 80 KPa;

Nspt: Média dos valores de SPT determinados a um metro acima e a um metro abaixo da ponta da estaca. Os valores de Nspt superiores a 40 devem ser adotados iguais a 40;

Ap: Área da ponta da estaca;

β : Índice de atrito lateral solos argiloso adotado 5.

Ns: Média dos valores de SPT medidos ao longo do fuste da estaca. Os valores de SPT superiores a 40 devem ser adotados iguais a 40;

U: Perímetro do fuste da estaca calculado com o diâmetro equivalente desta;

ΔL : Comprimento unitário.

2.4 Métodos de extrapolação da curva carga x recalque

Para a definição da carga de ruptura dos ensaios, além dos dados de carga máxima obtida em campo pelo ensaio da prova de carga estática, foram utilizados, para análise do comportamento das estacas injetadas autoperfurantes, os métodos de extrapolação da curva carga recalque, métodos baseados nos mesmos princípios, diferindo entre si apenas no tratamento matemático utilizado na extrapolação da curva experimental.

Os resultados obtidos dos métodos dependem do formato da curva carga x recalque medida *in loco*. Para análise da curva obtida, foram utilizados quatro métodos de extrapolação da curva carga x recalque, sendo eles Van Der Veen (1953), NBR 6122 (2010), Davisson (1972) e Mazurkiewicz (1972).



O primeiro método adotado, Método de Van Der Veen (1953), propõe que a relação entre a carga e o deslocamento no topo apresente um aspecto exponencial. A curva carga versus recalque (Q vs ρ) é representada por meio da Equação 4.

$$Q = Q_{ul} (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (4)$$

Onde:

Q: carga aplicada no topo da estaca;

Q_{ul} : carga de ruptura;

α : coeficiente que define a forma da curva;

ρ : recalque correspondente à carga aplicada.

O segundo método adotado, referente as diretrizes da norma NBR 6122 (2010), recomenda que, quando a ruptura convencional para qualquer prova de carga não atingir uma ruptura nítida, a carga de ruptura pode ser representada como aquela correspondente a partir da interseção da curva x recalque, obtida com a reta definida pela Equação 5.

$$\rho = D/30 + (R.L)/(A.E) \quad (5)$$

Onde:

ρ : recalque para uma dada carga aplicada;

D: diâmetro da estaca;

L: comprimento da estaca;

Q: carga aplicada;

E: módulo de Young da estaca;

A: área da seção transversal da estaca.

Outra maneira de se obter a carga de ruptura a partir do diâmetro da estaca, proposto por Davisson (1972), pressupõe que a carga limite é dada pela Equação 6, associada ao diâmetro da estaca e que exceda a compressão elástica da estaca em 4 mm.

$$\rho = (4 + D)/120 + (Q.L)/A.E \quad (6)$$

Onde:

ρ : recalque para uma dada carga aplicada;

D: diâmetro da estaca;

L: comprimento da estaca;

Q: carga aplicada;

E: módulo de Young da estaca;

A: área da seção transversal da estaca.

O método proposto por Mazurkiewicz (1972) se baseia na hipótese de que o trecho final da curva carga x recalque seja uma parábola. Para tanto, utiliza-se o procedimento gráfico que consiste em traçar paralelas ao eixo das cargas, com espaçamento constante até a curva e daí, perpendiculares. A partir destes pontos traçam-

se retas inclinadas a 45° , que são posteriormente unidas por uma reta. A intersecção entre a reta e o eixo das cargas determina a carga máxima estimada (Figura 7).

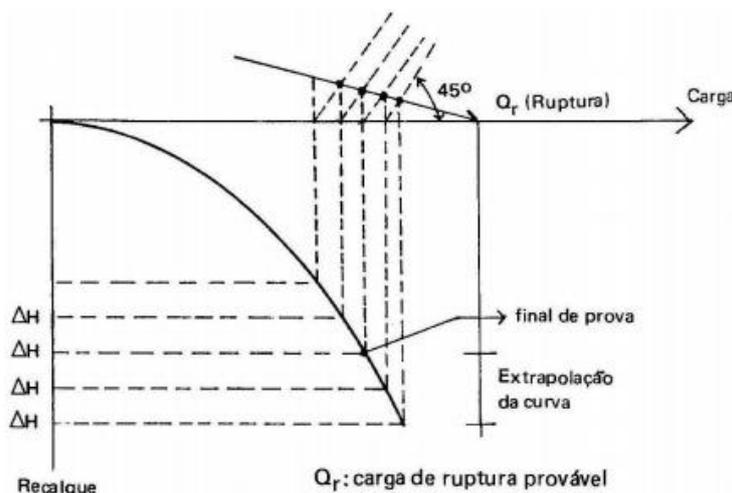


Figura 7. Carga de ruptura estimada pelo método de Mazurkiewicz (1972)

3. Resultados e Discussões

3.1 Curva carga x recalque da estaca teste

A carga adotada para ensaio foi de 200 tf, ou seja, duas vezes a carga de trabalho, conforme recomendação da NBR 12131 (2006). De acordo com a curva apresentada na Figura 8, verifica-se que a estaca ensaiada em sua carga máxima apresentou valor de deformação equivalente a 39,3% de seu diâmetro (ou seja, 117,86 mm).

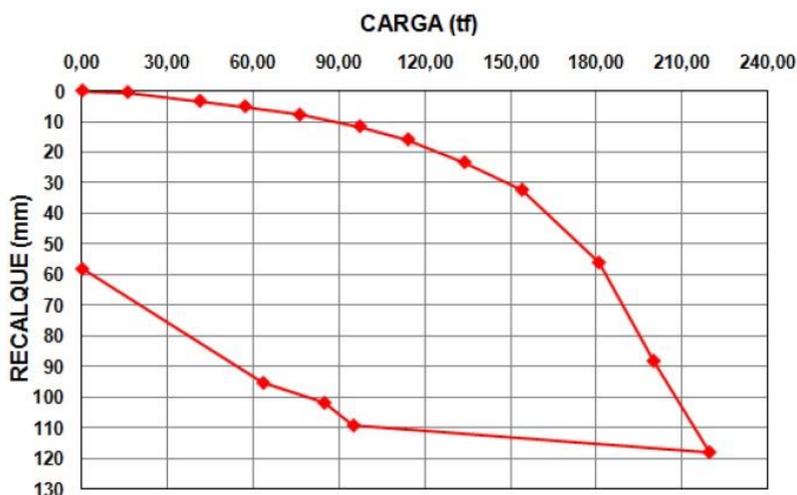


Figura 8. Curva Carga x Recalque estaca teste

Após o descarregamento foi verificado por meio da curva carga x recalque, uma recuperação de 60 mm, ou seja, 20% do diâmetro da estaca. O recalque médio apresentado para a carga de trabalho foi equivalente a 13 mm, ou aproximadamente 4% do diâmetro da estaca. Contudo, nota-se que a curva carga x recalque não apresentou ruptura bem definida, sendo que, após o carregamento equivalente a 180 tf, a estaca apresentou comportamento retilíneo em termos de incrementos de carga aplicada e

deslocamento vertical sofrido. Este tipo de comportamento é característico para estacas injetadas executadas em solos de baixa resistência, como as argilas moles e areias fofas.

Segundo Alonso (1996), a ruptura brusca de uma estaca injetada de pequeno diâmetro está associada a ocorrência de flambagem, contudo, antes desta conclusão, deve-se verificar o nível da carga de ruptura, comparando este valor com a carga de ruptura estrutural da estaca, além de analisar o detalhe da emenda da armadura longitudinal (solda, luva ou transpasse com ou sem fretagem) empregada no processo executivo da estaca. De acordo com as especificações recomendadas por Alonso (1996), não foram observados problemas de flambagem durante a realização da prova de carga, não apresentando ruptura brusca, conforme apresentado na Figura 8.

Segundo Silva e Pereira (2016), para as estacas longas com topo engastado em blocos, a ruptura ocorre com a plastificação do material que a compõe em duas seções, uma na base do bloco de coroamento e outra onde ocorre o momento fletor máximo positivo. De acordo com os pesquisadores, o problema de flambagem é minimizado pela contenção lateral formado pelo solo radial a estaca, comportamento radial verificado em estacas injetadas, mesmo em solos de baixa resistência.

A presença do lençol freático a partir de -3m, não influenciou na metodologia de execução das estacas, muito menos em sua capacidade de carga, conforme demonstra a Figura 8. Segundo Silva (2011), a perfuração utilizando fluido cimentante funciona como elemento de refrigeração da ferramenta de corte, retirada de resíduos e o principal estabilizante do furo durante a perfuração, atuando com a mesma função que as lamas e polímeros tixotrópicos, pois a pressão hidrostática da calda no interior da escavação é superior à exercida externamente pelo lençol freático.

3.2 Análise dos resultados a partir dos valores N_{SPT}

Os resultados das previsões de carga de ruptura foram calculados a partir do diâmetro nominal da estaca determinado em projeto e a partir de valores de N_{SPT} mais próximos das estacas. A Tabela 1 apresenta os valores encontrados pelos métodos semi-empíricos, demonstrando as parcelas de resistência lateral e de ponta da estaca injetada analisada.

Tabela 1 – Resistências de ponta e lateral através dos métodos semi-empíricos.

Métodos Semi-empíricos	Resistência Lateral (RL)		Resistência de Ponta (RP)		Resistência total (RT)
	(tf)	(%)	(tf)	(%)	(tf)
Decourt (1996)	259	94	18	6	277
Aoki -Velloso (1975)	114	84	22	16	136
Brasfond (1991)	92	47	105	53	197

A capacidade de carga das estacas injetadas autoperfurantes é influenciada pelo volume de nata de cimento injetada e pela pressão de injeção, podendo-se admitir que, para cada camada de solo ao longo do fuste, exista uma pressão limite de injeção influenciando no aumento da capacidade de carga em virtude da ocorrência do fraturamento ou cisalhamento do terreno, ocasionando ao fuste protuberâncias e irregularidades que aumentem a sua rugosidade, contribuindo assim com a resistência lateral, justificando os elevados valores superiores em relação a carga de ponta apresentados na Tabela 1.

A condição esperada para avaliação da segurança das estacas é verificada quando os métodos analisados se enquadrem entre os limites superior e inferior, ou seja, com uma margem de 20% para cima ou para baixo da carga de ruptura obtida *in loco* de 220 tf, de acordo com Figura 9. Dessa maneira, quanto mais próximo de 100% for o valor da relação (carga prevista/carga de ruptura), mais exato será considerado o resultado estimado pelo método, de forma a caracterizar a capacidade de carga deste novo tipo de estaca, fornecendo informação sobre seu desempenho, contribuindo com aspectos técnicos para dimensionamento.

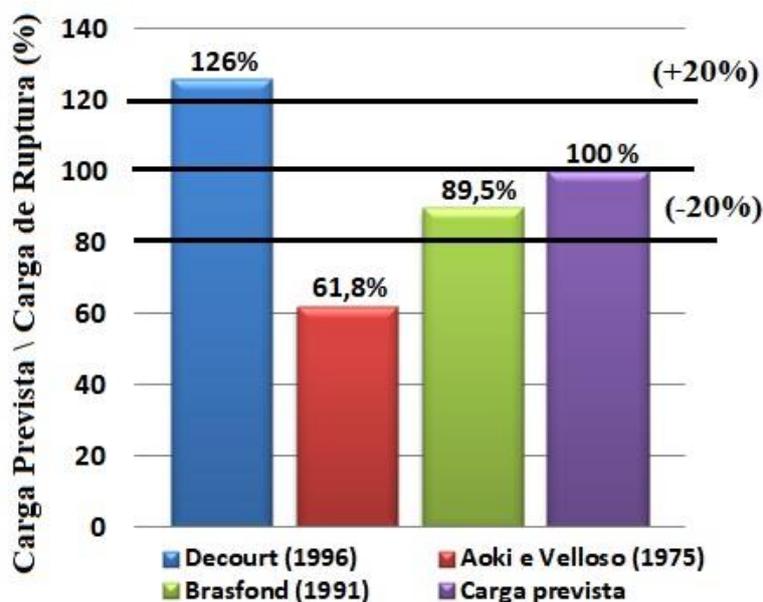


Figura 9. Comparação da capacidade de carga obtida *in loco* com métodos de previsão de capacidade de carga semi-empíricos

Apesar de caracterizar a estaca com baixa resistência inferior em 10%, mas dentro dos limites considerados ($\pm 20\%$) a partir da carga extrapolada, o método de Brasfond (1991) é considerado de melhor aplicabilidade em relação ao fator de segurança global, visando a integridade das estacas e sua resistência como elemento estrutural para prever a capacidade de carga.

3.3 Análise da curva carga recalque pelos métodos de extrapolação

As duas constantes α e Q_{ul} , do Método de Van Der Veen (1953), são determinadas através de um processo de tentativas, adotando-se valores para carga de ruptura e plotando-se gráficos em relação ao recalque (Figura 10).

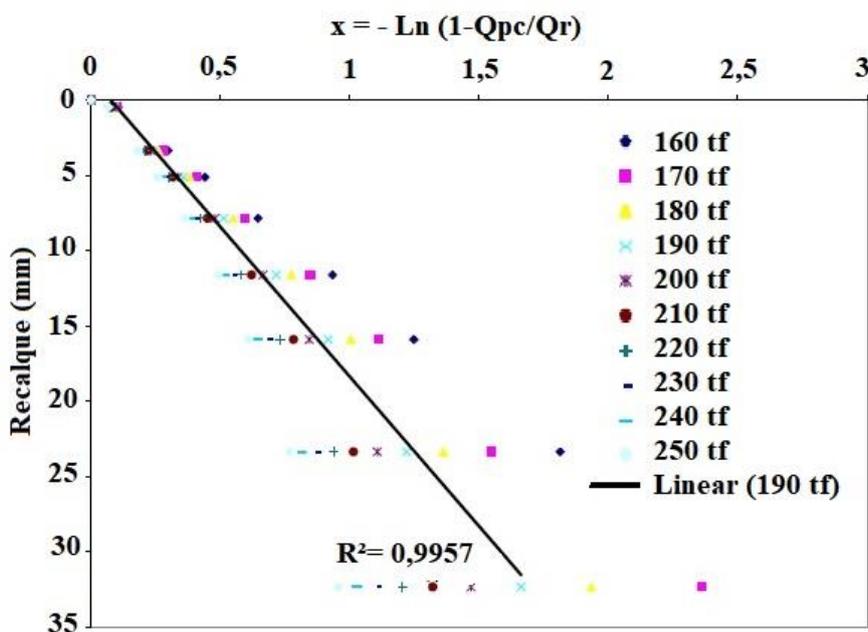


Figura 10. Estimativa da carga máxima método de Van der Veen (1953)

A Figura 11 representa as diretrizes da norma NBR 6122 (2010) e através do recomendado por Davisson (1972).

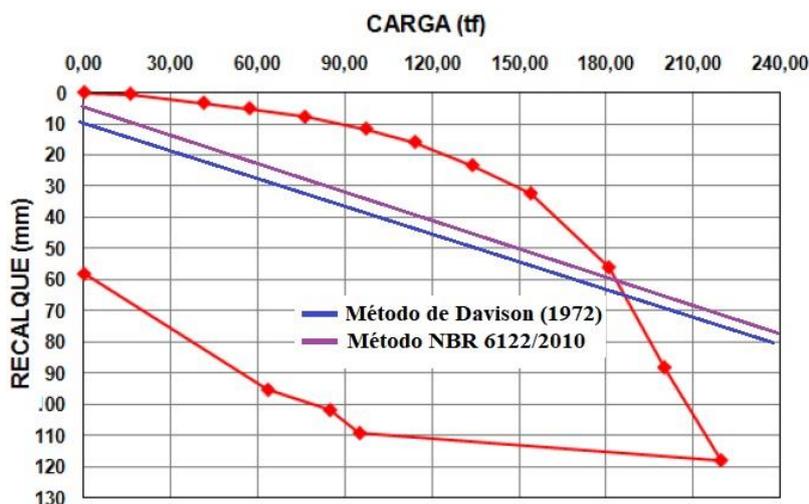


Figura 11. Estimativa da carga máxima por meio dos métodos NBR 6122 (2010) e Davisson (1972)

O método de Mazurkiewicz (1972) se baseia na hipótese de que o trecho final da curva carga x recalque seja uma parábola. Para tanto, utiliza-se o procedimento gráfico que consiste em traçar paralelas ao eixo das cargas, com espaçamento constante até a curva e, daí, perpendiculares. A partir da curva carga x recalque a Figura 12 demonstra através do método de Mazurkiewicz (1972), as retas inclinadas a 45° e a intersecção entre a reta e o eixo das cargas, determinando a carga máxima estimada, que representa a estaca executada em argila mole.

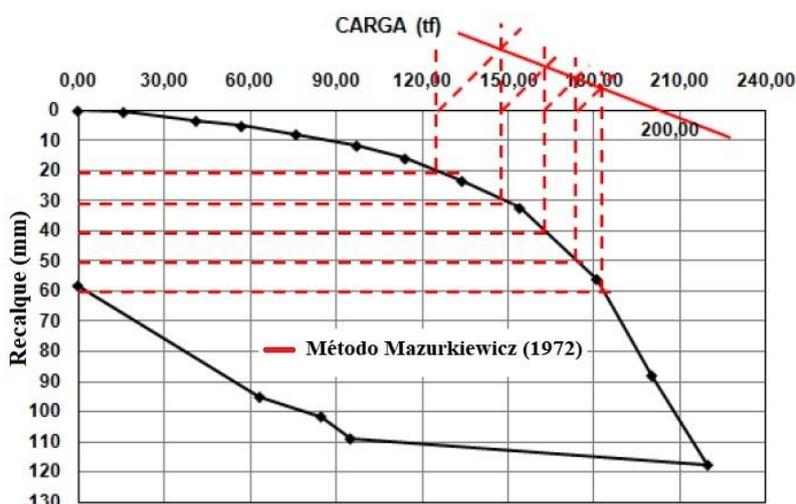


Figura 12. Estimativa da carga máxima método de Mazurkiewicz (1972)

Na Tabela 2 são apresentados os resultados de carga de ruptura obtidos através dos métodos de extrapolação propostos.

Tabela 2 – Cargas máximas estimadas pelos métodos utilizados

Método de extrapolação	Carga Máxima estimada (tf)	Carga máxima estimada média (tf)	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
Van der Veen (1953)	190	189,5	7,6	4
NBR 6122 (2010)	183			
Davisson (1972)	185			
Mazurkiewicz (1972)	200			

Conforme demonstra a Tabela 2, não houve dispersão entre os métodos de determinação do valor da carga de ruptura. Os mesmos apresentaram valores próximos da prova de carga estática. Considerando a média dos resultados, as análises estatísticas apresentaram desvio padrão de 7,6 e coeficiente de variação 4%. As análises dos resultados a partir do mesmo critério adotado pelos métodos semi-empíricos, correspondem a uma variação de $\pm 20\%$, referente à relação entre a carga extrapolada e a carga obtida *in loco*. A Figura 13 representa o desempenho dos métodos de extrapolação.

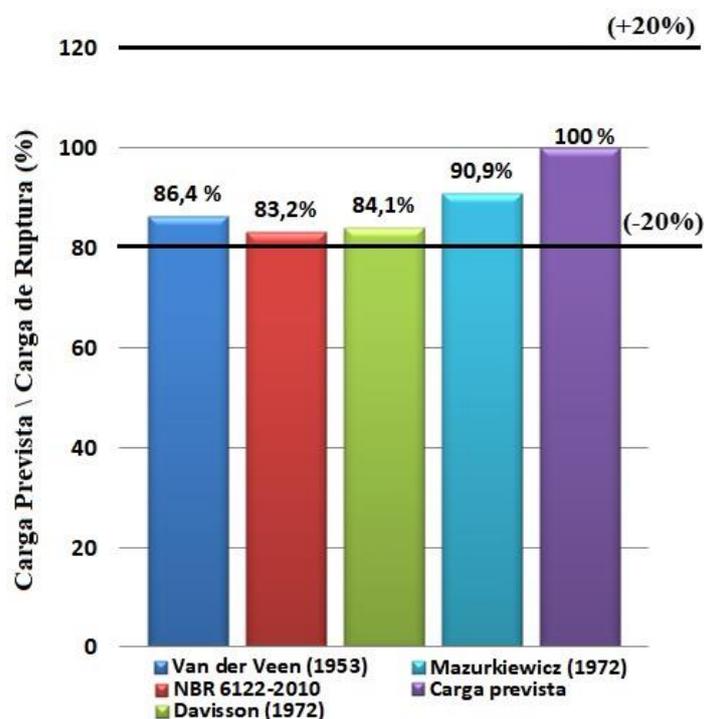


Figura 13. Comparação da capacidade de carga obtida in loco com métodos de extrapolação da curva carga x recalque

Verificou-se uma baixa dispersão nos resultados obtidos através do emprego das fórmulas de extrapolação da curva carga x recalque. Os métodos empregados subestimaram a carga de ruptura das estacas injetadas. As disparidades dos resultados apresentados são relativamente pequenas, quando considerados os resultados em termos de porcentagem, estes métodos considerados abaixo da linha de ruptura nos histogramas, atribuem maior segurança devido o substrato geológico ser formado por uma espessa camada de argila marinha mole.

Porém ao analisar isoladamente os valores, verifica-se que o método de Mazurkiewicz (1972) é o que apresenta melhor resultado, em 9% abaixo da carga de ruptura, confirmando que o valor obtido está a favor da segurança. Portanto, a carga de ruptura de referência neste trabalho corresponde ao valor obtido por Mazurkiewicz (1972), apresentando desempenho satisfatório conforme a norma NBR 6122 (2010), devendo o fator de segurança ser no mínimo ou igual a 2,0 em relação à carga de ruptura obtida por sua extrapolação.

4. Conclusões

Os diversos fatores que influenciam na transferência de carga deste novo tipo de estaca estão relacionados à influência da pressão e o método de instalação, que se constitui na principal diferença entre as estacas injetadas convencionais. A utilização da aplicação de injeções constantes com pressões médias (5 á 10 kg/cm²) nas estacas injetadas autoperfurantes, com pouca possibilidade de refluxo é um fator de destaque no aumento de sua capacidade de carga.

As pressões de injeções aplicadas em solos moles ocasionam uma compactação, aumentando o diâmetro da perfuração, contribuindo para a capacidade de carga da estaca, desta maneira seu fuste apresentará protuberâncias e irregularidades que



umentam sua rugosidade, contribuindo com o atrito lateral, melhorando o solo ao redor da estaca.

O método Brasfond (1991), desenvolvido especialmente para estaca raiz, foi o que apresentou melhor desempenho entre todos os métodos baseado no NSPT, ou seja, mais próximo da realidade para as cargas de ensaio até a ruptura submetida à compressão axial, sendo o método mais representativo para as estacas executadas em solos argilosos de consistência mole.

O método de Mazurkiewicz (1972) foi o mais eficiente no aspecto de haver a possibilidade de indicação de carga de ruptura, pois somente neste método foi possível analisar a prova de carga com valores de carga de ruptura próximo do obtido in loco, sendo que sua aplicabilidade necessita de uma curva carga x recalque com ruptura bem caracterizada.

5. Referências

- Alonso, U. R. (1992). Controle da Carga Mobilizada em Estacas Cravadas Sujeitas à Ação de Atrito Negativo. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, V. 15, p. 21-26, abril.
- Alonso, U. R. (1996). Ruptura por flambagem de estacas injetadas In: *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais- SEFE*, 3, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, v.2, p.255-263.
- Aoki, N. e Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *Proceedings of Panamerican CSMFE*. Buenos Aires, ARG. v. 1, p. 367 – 376.
- Aoki, N. (1991). Carga Admissível de estacas através de ensaios dinâmicos. In: *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE*, 2., 1991, São Paulo. Anais: ABMS, v.2, p.269-292.
- Aoki, N.; Cintra, J. C. A. (2000). Carga Admissível e Carga Característica de Fundações por Estacas. *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, V. 23, n. 2, p. 137-142, Agosto.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122 (2010). *Projeto e Execução de Fundações – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12131 (2006). *Estacas – Prova de Carga Estática*. Rio de Janeiro.
- Brasfond - Fundações Especiais S.A. (1991). “Estacas Raiz”. Catálogo. 38 p. São Paulo.
- Davisson, M. T. (1972). *High Capacity Piles*. *Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section, Chicago.
- Décourt, L., Quaresma, R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: *Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações- CBMSEF*. Rio de Janeiro, RJ, V. 6, n. 1, p. 45-53.
- Décourt, L. (1996). “Análise e Projeto de Fundações Profundas - Estacas”. In: *Fundações: teoria e prática*. 1.ed. São Paulo-SP, Novembro, ABMS/ABEF/Pini. pp. 265-301.
- Grabe, J., Pucker, T. (2015). Improvement of bearing capacity of vibratory driven open-ended tubular piles. In: *Frontiers in Offshore Geotechnics III: Proceedings of the 3rd*



- International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2015). Taylor & Francis Books Ltd, p. 551-556.
- Massad, F. (2004). A ação de dunas nas argilas marinhas e os edificios inclinados de Santos. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE, 5, 2004, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, v.2, p.168-180.
- Mazurkiewicz, B. K. (1972). Test loading of piles according to Polish regulations, preliminar Report, nº35, Commission on Pile Research, Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, Stockholm.
- Moura, A. S. (2011). Análise de métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas raiz de pequeno e grande diâmetro em obras de Fortaleza. Revista Tecnologia, v. 32, n. 1, p. 56-72.
- Pachla, H. (2016). Conditions of proper interaction of low-pressure injection piles (LIP) with structure and soil, carrying capacity of pile anchorage in foundation. Studia Geotechnica et Mechanica, v. 38, n. 4, p. 33-49.
- Samokhaval, M., Zaulya, J., Melniokov, R., Miroovi, V. (2016). Design Calculation of Drill-Injection Piles with Controlled Broadening and Silty-Clayed Soil Foundation Basic Interaction Parameters. In: MATEC Web of Conferences. EDP Sciences, p. 01009.
- Silva, R. R. C. (2011). Estacas injetadas autoperfurantes: metodologia de execução e determinação da sua capacidade de carga através de métodos semi-empíricos. 216p. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo.
- Silva, R. R. C. (2017). Verificação do desempenho das estacas injetadas autoperfurantes executadas em solos arenosos para construção de usina eólica. REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 13, n. 2.
- Silva, R. R. C.; Pereira G. A. (2016). Prova de Carga Horizontal em Estacas Injetadas Autoperfurantes em Solos Arenosos. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2016. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. ABMS, Outubro.
- Teixeira, A. H. (1994). Fundações rasas na baixada Santista. Solo do litoral de São Paulo, ABMS/NRSP, São Paulo, p. 137- 154.
- Van Der Veen, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol. II.