

Avaliação do Emprego de Prova de Carga Estática e Ensaio de Carregamento Dinâmico em Estacas Tipo Hélice Contínua

Glauco Guidi de Souza

Unicamp, Campinas, Brasil, glauco@fountest.com.br

Paulo José Rocha de Albuquerque

Unicamp, Campinas, Brasil, pjra@fec.unicamp.br

RESUMO: O presente trabalho visa apresentar os resultados de uma prova de carga estática e vinte e oito ensaios de carregamento dinâmico realizados em estacas tipo hélice contínua, de mesmas características. O subsolo local é constituído, simplificado, por uma camada de 4 m a 5 m de aterro silto argiloso, seguido por uma camada solo residual silto arenoso. Foi realizada uma prova de carga estática do tipo lenta. Foram realizadas interpretações dos fatores que influenciam na coleta de sinais e análises CAPWAP em ensaios de carregamento dinâmico, executados em vinte e oito estacas da obra. Será apresentada uma abordagem sobre a utilização de um ou dois pares de sinais de força durante a coleta dos sinais e também da coleta de nega com equipamento ótico de precisão. Verificou-se uma proporcionalidade entre sinais de força e velocidade, além da determinação da velocidade de onda, bem como a avaliação da qualidade de análises CAPWAP, entre outros. No local foram realizadas três sondagens tomadas como representativas, uma dentro de um raio de 5m da prova estática e outras duas no terreno onde foram realizados os ensaios dinâmicos, sendo as três apresentando valores de N_{SPT} próximos. Com base nos resultados obtidos, concluiu-se que a metodologia de coleta de sinais em ensaios de carregamento dinâmico neste tipo de estaca interfere na qualidade das análises CAPWAP, sendo sugerida uma alternativa à metodologia usualmente aplicada na coleta de nega. Verificou-se que baixos deslocamentos não proporcionam uma interpretação conclusiva sobre a prova de carga estática. Foi avaliada a probabilidade de ruína do estaqueamento, sendo verificado que somente o fator de segurança não é garantia de segurança do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de Carregamento Dinâmico, Estaca Hélice Contínua

1 INTRODUÇÃO

Estacas executadas com trado helicoidal, como as estacas hélice contínua, hélice segmentada ou até mesmo escavadas sem a concretagem durante a retirada do trado, entre outras, apresentam incertezas relacionadas à sua capacidade de carga de projeto e também quanto à qualidade de sua execução. As principais incertezas que influenciam o comportamento da superestrutura são os deslocamentos ocasionados por um determinado carregamento no topo de cada estaca, a variabilidade do terreno natural e diferentes valores de capacidade de carga (AOKI *et al.*, 2014). Cabe ressaltar que a

integridade do fuste, propriedades geotécnicas do subsolo local e os materiais utilizados na execução da estaca, são importantes aspectos a serem considerados no controle de qualidade do estaqueamento.

O principal ensaio realizado para a verificação dos deslocamentos causados ao topo da estaca por uma determinada carga é a prova de carga estática (PCE). Sua realização é limitada por alguns motivos, principalmente, pelo longo tempo necessário para sua montagem e realização (geralmente superior a 24 h). Este ensaio pode ser substituído pelo ensaio de carregamento dinâmico (ECD), que assim como a PCE fornece uma curva carga vs deslocamento, porém estimada. O presente

trabalho tem por objetivo discutir aspectos relativos a 28 ECD realizados em estacas tipo hélice contínua em comparação com a curva carga vs deslocamento obtida pela realização de uma PCE.

As estacas abordadas neste trabalho fazem parte das fundações de um conjunto de edifícios residenciais.

2 APRESENTAÇÃO DA OBRA

2.1 Características geológicas e geotécnicas do local

Nas proximidades das estacas em estudo foram executadas três sondagens de simples reconhecimento (SPT). O subsolo local é constituído por uma camada de aterro silto argiloso, seguido por uma camada de solo residual silto arenoso. A sondagem referente à prova de carga estática identificou uma camada de argila siltosa entre as duas camadas identificadas pelas outras sondagens. O nível de água médio das sondagens se encontrava aos 5,7 m na data da sondagem (Maio/2013). Cabe observar que o subsolo local apresentou pouca variabilidade na região das estacas ensaiadas. A figura 1 apresenta uma expectativa do perfil estratigráfico do subsolo.

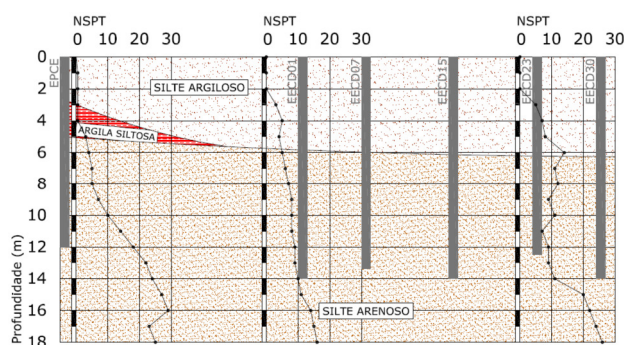


Figura 1. Perfil do subsolo e posição das estacas.

2.2 Características de projeto e execução

As estacas hélice contínua em estudo foram executadas com trado de 50 cm de diâmetro e comprimentos variando entre 12 m e 14 m. Foram realizados vinte e oito ensaios de carregamento dinâmico (ECD), designados por EECD 01 a 28 e uma prova de carga estática do

tipo lenta de desempenho (EPCE), isto é, até duas vezes a carga de trabalho, limitada a carga máxima de 1000 kN.

As cargas de ruptura das estacas foram calculadas com os métodos semi-empíricos propostos por Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma, sob as características das sondagens apresentadas. O método de Aoki e Velloso apresentou carga de ruptura com valores entre 636 kN e 1007 kN e o método de Décourt e Quaresma 1111 kN e 1158 kN.

3 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Os ensaios de carregamento dinâmico (ECD) são largamente empregados no Brasil com a utilização do aparelho PDA (Pile Driving Analyzer) e a utilização do software CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) para análise dos resultados.

Inicialmente aplicado em estacas cravadas, o ECD proporciona medições de tensões de tração e compressão, uniformidade e integridade do fuste da estaca, energia fornecida pelo golpe e resistência estática do sistema solo estaca. O software CAPWAP proporciona uma análise refinada dos resultados obtidos com o aparelho (inicialmente através do método simplificado denominado CASE), podendo fornecer resultados de capacidade de carga em estacas não uniformes, moldadas *in loco* ou mistas, fornecendo, principalmente, uma expectativa de suporte de carga do fuste e da ponta da estaca e também uma curva carga vs deslocamento do golpe analisado (WHITE, 2013). Nos ensaios realizados no local, foram empregados aqueles com energia crescente, conforme preconiza a NBR 13208:2007.

3.1 Instrumentação

A NBR 13208:2007 cita a obrigatoriedade de instalação da instrumentação no fuste de estacas moldadas *in loco* ou no bloco de amortecimento, com a condição deste bloco possuir as mesmas características geométricas e de resistência da estaca. Desta forma a impedância na região dos sensores seria a mesma da estaca. Assim, a fixação dos sensores

no fuste das estacas moldadas *in loco*, nas condições impostas pela Norma, é preferível para se obter resultados de maior confiabilidade, pois garante o mesmo módulo de elasticidade, peso específico e velocidade de onda da estaca, na região de fixação dos sensores e comprimentos imediatamente abaixo. Eventuais variações de impedância na região onde os sensores são fixados até o comprimento da armadura, na análise CAPWAP, estão relacionadas à variação de área da estaca. Cabe ressaltar que o módulo de elasticidade poderá variar após a região armada, sendo esta variação possivelmente modelada por alteração da impedância ao longo do fuste.

Para a instalação dos sensores nos ensaios dinâmicos deste trabalho foi necessário obter os diâmetros reais do fuste, a partir do perímetro na região de instalação dos sensores. Nos ensaios onde os sensores foram fixados no fuste das estacas (em 26 dos 28 ECD realizados), foram verificados diâmetros variando entre 45,8 cm e 47,7 cm. Nos dois ensaios que os sensores foram fixados no bloco de amortecimento os perímetros indicaram diâmetro de 50,6 cm e 50,3 cm. Isto ocorreu porque a cava estava inundada, o que impossibilitou a fixação no fuste. Cabe ressaltar que todas as estacas apresentavam blocos de mesma seção transversal, conforme preconiza a NBR 13208:2007.

Foram utilizados um e dois pares de sensores de força e aceleração para efeito de comparação dos resultados na coleta dos sinais das 28 estacas ensaiadas dinamicamente. A NBR 13208:2007 recomenda a utilização de dois pares apenas em estacas de diâmetro superior a 80 cm, porém é recomendada a utilização de 2 pares para detectar efeitos de flexão (mal posicionamento do bate estacas) do golpe, além de possibilitar a análise CAPWAP de sinais mal coletados (geralmente plastificados). A utilização de dois pares de sensores de força, em golpes iniciais, de baixa energia, possibilitou um melhor posicionamento do bate-estacas, com maior precisão em comparação com um par, além da possibilidade de desligar o sinal de um dos dois pares e utilizar apenas o sinal bem coletado.

A plastificação do sinal ocorre quando um sinal não retorna a zero, sendo geralmente

ocasionada por concreto de baixa qualidade na região de fixação dos sensores ou pela utilização de componentes de fixação dos sensores (chumbadores) de baixa qualidade. Pode ser verificada em campo, no próprio aparelho PDA durante a coleta, porém sua solução necessita a reinstalação dos sensores. Uma falha na constatação do problema pode ocasionar uma má análise CAPWAP.

Houve a ocorrência de dois ensaios terem o sinal de aceleração e um outro apresentar o sinal de força com problema (plastificação do sinal). Foi verificado o arrancamento dos chumbadores em cinco ensaios durante a instalação dos sensores, sendo descartada a coleta de sinais com dois pares de sensores de força nestes cinco ensaios e realizada apenas com um par. Isto só foi possível pois a estaca estava preparada para a instalação de dois pares. Em um ensaio foi constatada a plastificação do sinal de força durante a coleta dos sinais. A instalação de quatro sensores possibilitou a finalização deste ensaio sem a reinstalação de sensores, apenas desligando o par que apresentou problema. Os sinais plastificados coletados pelos sensores de velocidade não apresentam grande problema, pois permitem o desligamento individual, sem ter a necessidade de excluir o par.

3.2 Nega

Para realizar a análise CAPWAP é necessário informar ao programa a nega do golpe a ser analisado. Esta coleta é simples em estacas pré-moldadas, pois o fuste liso possibilita a fixação de folha de papel bem como a coleta de repique. Em estacas escavadas esta tarefa é um pouco mais complexa, pois o fuste não é liso.

Rausch *et al.* (2008) comentam que uma nega inferior a 2,5 mm pode não medir a carga última, apenas uma máxima carga mobilizada inferior a carga última. Beim *et al.* (2012) comentam a necessidade de se obter o valor de nega mínimo de 2,5 mm para a comparação entre a PCE e o ECD. Entretanto, a NBR 13208:2007 comenta que um dos parâmetros de paralização do ensaio é a obtenção do fator de segurança em relação à carga de trabalho especificada em projeto, portanto com golpes que possam apresentar menor nega.

A nega dos ensaios realizados foi coletada com nível ótico (aumento de 32 vezes) e régua metálica fixada na estaca com parafuso, além da maneira tradicional, com régua e papel. A leitura realizada com equipamento ótico possibilitou precisão de 0,5 mm.

3.3 Peso do Martelo

Rausche *et al.* (2008) comentam que a massa do martelo mínima necessária para mobilizar a carga última de ensaio situa-se entre 1 % e 2 % da capacidade de carga da estaca. Aplicando-se este critério ao método de previsão de carga que apresentou maior carga de ruptura (1158 kN), a massa mínima seria entre 1158 kg e 2316 kg. A máxima carga mobilizada pelos ensaios dinâmicos foi 2834 kN (tabela 4), desta forma seria recomendável que o intervalo das massas do martelo estivesse entre 2834 kg e 5668 kg (valores entre 2,44 % e 4,89 % da carga última verificada em projeto, 1158 kN).

Foi utilizado um martelo com dimensões cúbicas e bem definidas, indicando massa de 5500 kg, porém a massa informada pelo fabricante era de 5300 kg. Este valor representa 4,58% da carga última de projeto (1158 kN) e 1,87 % da maior carga última verificada nos ensaios (2834 kN).

3.4 Velocidade de onda

Para a determinação da capacidade de carga da estaca, a velocidade de onda (e consequentemente o módulo de elasticidade) deve estar correta (Pile Dynamics, Inc., 2009). Estacas que apresentam uma reflexão de tração possibilitam a determinação da velocidade de onda. Uma análise da curva de velocidade x impedância vs tempo também é realizada, pois pode apresentar uma inclinação característica para esta finalidade.

As estacas ensaiadas dinamicamente neste trabalho tiveram sua velocidade de onda determinada através da análise do período $2L/c$ ("vale" proporcionado pela curva de onda ascendente). Na maioria dos casos a curva velocidade x impedância confirmou os valores.

Existe uma proporcionalidade entre sinais de força e velocidade no topo da estaca durante e após o impacto para estacas perfeitamente

uniformes. Os sinais começam a divergir quando forças de resistência do solo apresentam seus efeitos no topo da estaca (RAUSCHE, 1979). Essa proporcionalidade geralmente não ocorre em estacas escavadas como em estacas cravadas, não proporcionando a confirmação da velocidade de onda pela concordância dos picos observados nas curvas de força vs tempo e velocidade x impedância vs tempo.

3.5 Qualidade da análise CAPWAP

O principal objetivo da análise CAPWAP é simular, através do software, as curvas de força vs tempo, velocidade x impedância vs tempo e onda ascendente vs tempo, as mais próximas possíveis das coletadas no ensaio. Cada curva possui sua própria qualidade de análise, porém os resultados padrões se referem à curva de onda ascendente. Quanto mais próximo o Match Quality (MQ) estiver de zero, melhor modelada estará a curva de onda ascendente calculada pelo software do sinal coletado em canteiro.

3.6 Quake, damping e radiation damping

O quake pode ser definido como o deslocamento elástico da estaca em relação ao solo, necessário para mobilizar toda a sua resistência (OLAVO, 2014). O software CAPWAP considera um valor de quake para cada parcela do fuste, além da ponta. A tabela 2 apresenta o valor médio de quake do fuste de cada análise realizada. Valores entre 1,00 mm e 7,50 mm são aceitáveis (MURAKAMI, 2014), porém existe um valor de quake do fuste que irá apresentar melhor MQ. Os limites referentes ao quake de ponta estão relacionados ao material, tipo de estaca, energia e ao solo. Valores elevados de quake de ponta ocorrem em argilas, siltes, areias finas e solos saturados em geral (LIKINS *et al.*, 1996).

Olavo (2014) apresenta um caso, em estacas de deslocamento, que valores de quake de ponta se apresentaram demasiadamente elevados, tendo como solução para este problema a recravação da estaca para proporcionar negas mais rígidas.

A constante de damping estimada por análise realizada pelo método CAPWAP é utilizada para calibrar os resultados do método CASE.

Esta constante refere-se geralmente ao solo da ponta da estaca (uma situação em que a constante J_c não seria definida pelo solo da ponta seria causada por elevado valor de atrito) e seus valores aumentam conforme o tamanho do grão do solo diminui (Pile Dynamics, Inc., 2009). Correlações com medições de campo sugerem os intervalos de valores de J_c apresentados na coluna da esquerda da tabela 1, assim como os melhores valores que as medições apresentaram são sugeridos na coluna da direita.

Tabela 1. Valores sugeridos para a constante J_c (Rausche, 1985)

Tipo de solo	Intervalo de J_c	Melhor valor de J_c
Areia	0,05 – 0,20	0,05
Silte aren./areia siltosa	0,15 – 0,30	0,15
Silte	0,20 – 0,45	0,30
Silte argil./argila silto.	0,40 – 0,70	0,55
Argila	0,60 – 1,10	1,10

O CAPWAP também utiliza o damping nos cálculos. Esta variável pode ser definida como um fator de resistência dinâmica da estaca, relacionado à velocidade com a qual a estaca se desloca em relação ao solo. Desta forma, a deformação elástica da estaca necessária para que a resistência do solo se desenvolva relaciona os valores máximos de quake e damping. Em um determinado exemplo, a fabricante apresenta valores entre 0,31 S/m e 1,30 S/m aceitáveis, sendo que o valor 0,73 S/m proporciona o melhor valor para damping do fuste (SS) e 0,03 S/m a 1,0 S/m, com o melhor valor igual a 0,29 S/m para o damping da ponta (ST) (Pile Dynamics Inc., 2006).

Desta forma o operador precisa ser cuidadoso para não exceder valores limites nas análises, sempre buscando uma melhor qualidade da análise (menor valor de MQ) possível.

O modelo inicial proposto pelo método CASE propunha que o solo fosse indeslocável em relação à estaca. O modelo adotado no software CAPWAP permite que se considere algum deslocamento do solo, dando ao mesmo um grau de liberdade e alguma massa. Esta extensão é pouco utilizada em estacas cravadas e é chamada de radiation damping (OLAVO, 2014). Em estacas escavadas, entretanto, o solo

que envolve o fuste também se move (criando uma película de solo agregada ao fuste áspero) (CAPWAP, 2006) e o radiation damping é necessário para se obter boa concordância com valores de prova de carga estática (BEIM *et al*, 2012).

4. ANÁLISE DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática (PCE) transcorreu de acordo com as prescrições de ensaio tipo lento (NBR 12131:2006), sendo conduzida até duas vezes a carga de trabalho (500 kN). A partir de seus resultados foi determinada a carga de ruptura pelos métodos propostos por Van Der Veen (1953), Chin (1970) e Décourt (1996).

5 RESULTADOS

5.1 Ensaios de Carregamento Dinâmico

A Tabela 2 mostra os resultados obtidos utilizando os métodos CASE e CAPWAP.

Tabela 2. Variáveis de entrada, respostas do método CASE e nega calculada pelo CAPWAP – ECD

Estaca	$\varnothing_{\text{REAL}}$ (cm)	L (m)	J_c	Nega	
				MEDIDA (mm)	CALC. (mm)
EECD01	47,10	13,85	0,20	3,00	2,54
EECD02	46,80	13,73	0,36	2,50	2,41
EECD03	47,43	13,85	0,21	4,50	4,61
EECD04	46,15	13,85	0,19	1,50	2,50
EECD05	46,95	14,05	0,23	2,50	2,16
EECD06	46,46	13,95	0,43	4,50	4,01
EECD07	47,43	13,65	0,30	2,50	3,50
EECD08	47,10	14,05	0,33	3,50	2,98
EECD09	46,80	14,10	0,22	2,00	1,90
EECD10	47,10	13,85	0,35	4,00	4,85
EECD11	47,42	14,00	0,33	4,50	4,87
EECD12	47,10	13,90	0,34	3,00	3,74
EECD13	47,42	13,70	0,35	3,00	2,54
EECD14	47,10	13,85	0,35	4,00	4,62
EECD15	47,10	14,45	0,31	4,50	5,09
EECD16	47,42	13,80	0,34	3,50	4,50
EECD17	47,42	13,85	0,13	2,50	2,27
EECD18	47,10	13,70	0,16	3,00	2,75
EECD19	50,60	14,65	0,14	4,00	4,69
EECD20	46,80	13,95	0,21	4,00	3,05
EECD21	46,48	14,15	0,34	3,00	2,73
EECD22	46,48	14,05	0,19	3,00	2,92
EECD23	46,80	14,10	0,24	1,50	2,15
EECD24	47,74	14,05	0,32	4,00	3,12

EECD25	50,30	14,65	0,13	5,00	4,45
EECD26	46,50	14,25	0,36	2,00	1,99
EECD27	47,10	14,10	0,13	2,00	1,66
EECD28	47,10	13,65	0,25	2,50	1,85
Média	47,26	13,99	0,27	3,20	3,23

$\varnothing_{REAL}$: Diâmetro verificado a partir do perímetro na região de instalação dos sensores, L: Comprimento abaixo dos sensores, Jc: Constante de damping de Smith, Nega medida: Nega obtida com lápis e papel ou nível ótico e régua fixada na estaca, Nega calc.: Nega calculada pelo CAPWAP

Nas tabelas 3 a 4 são apresentados resultados obtidos com os ECD. A coluna coeficiente de segurança refere-se a resistência obtida pelo método CAPWAP pelo valor de carga de trabalho de cada estaca.

Tabela 3. Respostas do método CAPWAP

Estaca	QS (mm)	QT (mm)	SS (S/m)	ST (S/m)
EECD01	2,82	7,26	0,67	0,15
EECD02	4,03	5,97	1,31	0,39
EECD03	2,24	6,02	0,16	0,55
EECD04	4,89	6,94	1,31	0,35
EECD05	3,20	5,42	1,28	0,57
EECD06	4,89	8,79	1,31	0,65
EECD07	1,53	8,07	0,29	0,58
EECD08	2,07	8,45	1,05	0,39
EECD09	2,19	5,38	1,02	0,84
EECD10	3,02	10,55	1,03	0,28
EECD11	4,37	9,73	1,05	0,63
EECD12	2,39	6,83	1,31	0,62
EECD13	3,69	9,41	1,27	0,22
EECD14	3,94	9,95	1,31	0,12
EECD15	3,77	10,14	1,13	0,08
EECD16	5,17	10,40	1,31	0,37
EECD17	2,50	6,87	0,39	0,51
EECD18	1,01	7,31	0,39	0,20
EECD19	2,14	14,25	0,52	0,34
EECD20	2,59	6,41	0,73	0,19
EECD21	2,65	7,15	1,13	0,56
EECD22	1,95	5,52	1,07	0,84
EECD23	1,79	5,86	1,27	0,38
EECD24	2,95	8,95	1,14	0,74
EECD25	2,42	12,87	0,08	0,56
EECD26	2,21	6,78	1,31	0,49
EECD27	3,26	4,80	1,29	0,08
EECD28	1,84	6,25	1,31	0,35
Média	2,91	7,94	0,98	0,43

QS: Valor médio de quake do fuste, QT: Valor do quake de ponta, SS: Valor médio de damping do fuste, ST: Valor do damping de ponta

Tabela 4. Respostas do método CAPWAP

Estaca	R _{Mob.} (kN)	% FUSTE	% PONTA	MQ
EECD01	1952	51,8	48,2	0,94
EECD02	2128	57,6	42,4	1,20
EECD03	2334	55,2	44,8	0,95

EECD04	2319	61,9	38,1	1,98
EECD05	2132	53,8	46,2	1,50
EECD06	1299	60,0	40,0	0,98
EECD07	1598	46,0	54,0	0,99
EECD08	1574	52,6	47,4	1,36
EECD09	2697	74,9	25,1	1,10
EECD10	1471	67,0	33,0	1,46
EECD11	1167	69,7	30,3	1,28
EECD12	1652	57,6	42,4	1,39
EECD13	1265	74,0	26,0	1,12
EECD14	1402	64,3	35,7	1,49
EECD15	1491	61,0	39,0	1,42
EECD16	1491	59,2	40,8	1,54
EECD17	2216	46,5	53,5	0,97
EECD18	2221	56,1	43,9	1,39
EECD19	1446	47,8	52,2	0,98
EECD20	1765	62,2	37,8	1,46
EECD21	1937	66,1	33,9	1,36
EECD22	2834	63,3	36,7	1,72
EECD23	2398	62,0	38,0	2,04
EECD24	1716	56,9	43,1	1,33
EECD25	1358	47,7	52,3	1,33
EECD26	1564	61,8	38,2	1,26
EECD27	2236	72,4	27,6	1,39
EECD28	2358	55,1	44,9	1,23
Média	1858	59,5	40,5	1,33

R_{Mob.}: Resistência obtida com o método CAPWAP, CS: Coeficiente de segurança em relação a carga de trabalho

5.2 Prova de carga estática

A PCE de desempenho foi conduzida até 1000 kN, ou seja, duas vezes a carga de trabalho. Observa-se um deslocamento máximo da ordem de 4 mm para a carga máxima. Na figura 2 é apresentada a curva carga vs deslocamento obtida.

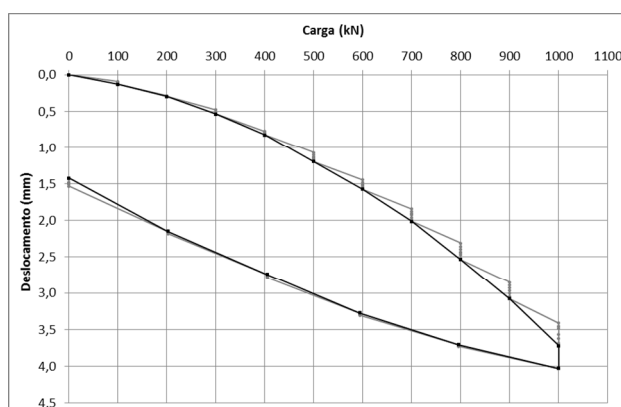


Figura 2. Curva carga x deslocamento obtida da PCE

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Prova de carga estática

A PCE teve sua curva extrapolada pelo método de Van Der Veen e sua carga de ruptura foi analisada sob o critério preconizado pela NBR 6122:2010.

Os seguintes valores de carga de ruptura foram obtidos (em todos os casos foram considerados os estágios 3 até 10 da PCE): Van Der Veen (1600 kN), Décourt (1620 kN) e Chin (1695 kN). A PCE possibilitou um deslocamento máximo do topo que representa 0,81 % do diâmetro da estaca. Recomenda-se, para determinações da carga de ruptura por extrapolações, que o ensaio apresente um deslocamento no topo da estaca da ordem de 2% do seu diâmetro. Desta forma, apesar dos valores obtidos empregando os métodos apresentados estarem próximos, indicando determinada convergência nos resultados, tais valores não foram utilizados nas análises deste trabalho.

6.2 Ensaio de carregamento dinâmico

Por meio dos resultados obtidos no ECD foi possível obter a curva de distribuição de frequências, conforme pode ser observado na Figura 3. A média dos valores foi da ordem de 1858 kN e o coeficiente de variação de 25 %. Nota-se que a dispersão dos resultados obtidos pode ser considerada razoável.

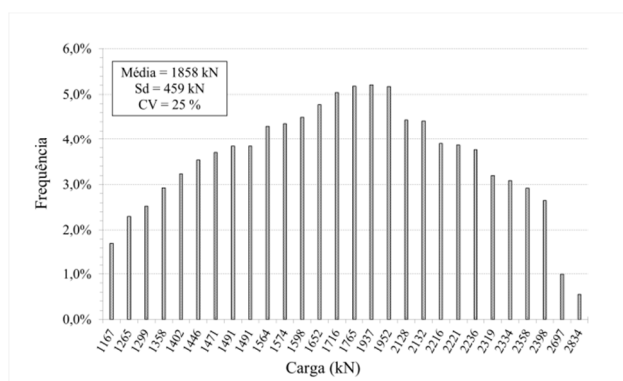


Figura 3. Distribuição das cargas obtidas no ECD.

6.3 Probabilidade de ruína

Aoki *et al.* (2014) apresentaram o conceito da probabilidade de ruína de uma fundação, em que a carga admissível não se aplica a um elemento isolado de fundação, mas ao conjunto de elementos da obra, sob um estudo estatístico de resistência e solicitação. O conceito da

probabilidade de ruína torna-se um critério racional para definir o coeficiente de segurança, na previsão da carga admissível de fundações, neste caso, por estacas. A fundação será segura se apresentar coeficientes de segurança satisfatório aos estados limites último e de utilização, e se a probabilidade de ruína da fundação for aceitável para o usuário.

A probabilidade de ruína foi avaliada neste trabalho, tomando por base que a solicitação média das estacas submetidas ao ECD que foi da ordem de 800 kN e o desvio padrão de 113 kN. Mediante os dados obtidos no ECD e a distribuição normal das resistências, verificou-se que o coeficiente beta é da ordem de 2,24 e o fator de segurança é 2,32.

O nível de ocorrência de ruína pode ser obtido empregando a escala subjetiva de eventos (CLEMENS, 1982). Observa-se que de acordo com os resultados obtidos, o estaqueamento da obra apresenta um nível *provável* de ocorrência de ruína, ou seja, uma em cada setenta e nove estacas da obra apresenta risco (1:79).

7 CONCLUSÃO

A coleta de sinal com dois pares de sensores de força é interessante mesmo em estacas de diâmetro inferior a 80 cm, pois ajuda a posicionar melhor o martelo e proporciona a possibilidade de desligamento de um dos pares caso ocorra a plastificação de algum dos sinais de força durante o ensaio. No caso das estacas ensaiadas, de 50 cm de diâmetro, possibilitou uma maior precisão, porém não justificaria a obrigatoriedade de utilização de quatro sensores. A coleta com dois pares de sensores de aceleração não traz um ganho significativo de qualidade do sinal coletado, sendo verificado que um par de sensores de força pode realizar a coleta com grande qualidade, e caso um deles plastifique este poderia ser desligado sem prejuízo ao ensaio.

Para a coleta de nega é necessária certa precisão, desta forma a utilização de duas maneiras distintas de coleta de nega proporcionou maior confiabilidade se comparada apenas à coleta com lápis e papel. Na maioria dos casos a nega coletada com o

nível ótico se apresentou mais confiável do que a coletada com lápis e papel.

A utilização de um martelo com massa elevada proporcionou negas superiores a 2,5 mm com golpes baixos, sem a ocorrência de quebra dos blocos, o que pode ocorrer quando são utilizados martelos leves com maior altura de queda.

A proporcionalidade entre as curvas de força e velocidade x impedância não é um fator que irá denunciar um sinal mal coletado, porém o início e retorno dessas ao valor inicial (zero) é o que irá garantir um sinal sem qualquer indício de plastificação.

Na verificação da qualidade de uma análise CAPWAP devem ser levados tantos aspectos quanto forem possíveis, como os apresentados neste e outros trabalhos.

A análise de risco forneceu um fator de segurança de 2,32; sendo a probabilidade de ruína de 1:79 (estacas), indicando que o risco da fundação é provável. Cabe observar que, avaliar somente o fator de segurança não é sinônimo de garantia para obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a empresa Fountest Engenharia Ltda. por fornecer os resultados dos ensaios apresentados neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- Aoki, N; Velloso, D. A. (1975) *Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas*. In: Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, 5º, Proceedings..., Buenos Aires, 1975. v.1, p.367-376.
- Aoki, N., Menegotto, M. L., Cintra, J. (2014). *Probabilidade de Ruína Como Critério Para Definir o Coeficiente de Segurança a Ser Usado na Previsão da Carga Admissível de Fundações Por Estacas*. XVII COBRANSEG, Goiânia.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2006). *NBR 12131 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2007). *NBR 13208 – Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2010). *NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro.
- Beim, J., Luna, S.C. (2012). *Results of Dynamic and Static Load Tests on Helical Piles in Varved Clay of Massachusetts*. DFI Journal Vol. 8 No 1. p. 58-67.
- Chin, F.K. (1970). *Estimation of the Ultimate Load of Piles Not Carried to Failure*. Southeast Asia Conference on Soil Engineering, v.2, Southeast Asia. p.81-90.
- Clemens P.L. (1982). *Combinatorial Failure Probability Analysis Using MIL-STD 882*.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. In: COBRAMSEG, 6, Anais..., Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45-53.
- Décourt, L. (1996). *A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez*. SEFE III, São Paulo.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1996) *Análise e Projeto de Fundações Profundas. Estacas*. In: Hachich, W., Falconi, F.F., Saes, J.L., Frota, R.G.Q., Carvalho, C.S., Niyama, S. *Fundações Teoria e Prática*. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda, cap. 8.1. p.265-301.
- Likins, G. E., Rausche, F., Thendean, G., Svinkin, M. (1996). *CAPWAP Correlation Studies*. Proceedings of The Fifth International Conference on The Application Of Stress-Wave Theory to Piles. Orlando, USA. p. 447-464.
- Murakami, D., Massad, F. (2014). *Determinação do Quake do Fuste de Estacas Pré-Moldadas Através de Provas de Carga Estática e Ensaio de Carregamento Dinâmico*. XVII COBRANSEG, Goiânia.
- Olavo, L. H. F. (2014). *Análise de Valores de Quake e Damping Obtidos a partir de 144 Ensaios de Carregamento Dinâmico Executados na Região de Curitiba, Paraná*. XVII COBRANSEG, Goiânia.
- Pile Dynamics, Inc. All Rights Reserved. (2006). *CAPWAP Background Report Version 2006*.
- Pile Dynamics, Inc. All Rights Reserved. (2009). *PDA-W Manual of Operation*.
- Rausche, F., Goble, G. G. (1979). *Determination of Pile Damage by Top Measurements*.
- Rausche, F., Goble, G.G., Likins, G.E. (1985). *Dynamic Determination of Pile Capacity*. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 111. p. 367-383.
- Rausche, F., Likins, G., Hussein, M.H. (2008). *Analysis of Post-Installation Dynamic Load Test Data For Capacity Evaluation of Deep Foundations*. From Research to Practice in Geot. Engineering, Geotechnical Special Publication No 180, ASCE, Reston, USA. p. 312-330.
- Van Der Veen, C. (1953). *The Bearing Capacity of a Pile*. Procedures of Third International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich, Suíça. Vol. 2, p. 84-90.
- White, P. E. B., Alzawi, A., Bradka, T. D., Phang, Y. (2013). *High Strain Dynamic Load Testing on Helical Piles - Case Study*, p. 336-346.