

REDIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA APÓS ANÁLISE DA CARGA ADMISSÍVEL OBTIDA EM ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO (PDA)

Luiz Humberto de Freitas Souza (Universidade de Uberaba) luizhumbertofsouza@gmail.com
Laís Pereira Garcia (Universidade de Uberaba) laispg@hotmail.com

Resumo: O ensaio de prova de carga em fundações torna possível o redimensionamento das mesmas, podendo gerar economia ou evitar problemas futuros, como reforço de fundações. O investimento nesse âmbito profissional está em crescimento, como principal causa, pelos ensaios e sua execução estar normatizada. Há vários tipos de ensaios, entre os mais conhecidos estão as provas de carga estática e dinâmica. O presente trabalho aborda mais especificadamente a prova de carga dinâmica, e a importância da sua execução nas fundações, e para tal, foi elaborado um estudo de caso em uma obra de condomínio residencial localizado na cidade de Uberlândia, onde foi realizado o acompanhamento da execução do ensaio de carregamento dinâmico em uma estaca do tipo Hélice Contínua, e demonstrado o redimensionamento das mesmas e possíveis economias.

Palavras-chave: Fundações; Sondagem; Prova de Carga; PDA.

RESIZE OF DEEP FOUNDATION AFTER ANALYSIS OF ALLOWABLE LOAD GOT IN PILE DRIVING ANALYZER (PDA)

Abstract: The test of load test on foundations makes it possible resizing them, which can generate savings or avoid future problems, such as strengthening of foundations. The investment in this professional field is growing as a major cause, the tests and their implementation be normalized. There are various types of essays, among the best known are the evidence of static and dynamic load. This paper addresses more specifically the dynamic load test, and the importance of its implementation in the foundations, and to this end, a case study was elaborated into a work of residential condominium located in the city of Uberlândia, where the monitoring of the implementation of dynamic load test on a cutting type Continuous Flight Augering (CFA), and demonstrated the same scaling and possible savings.

Keywords: Foundations; Survey; Load Test; PDA.

1. INTRODUÇÃO

O Ensaio de carregamento dinâmico, também conhecido como Pile Drive Analyzer (PDA), trata-se de uma ferramenta para controle da qualidade de fundações profundas, com o objetivo principal de determinar a capacidade de ruptura da interação estaca-solo. Primordialmente era utilizado somente em fundações de estacas pré-moldadas, e atualmente é empregado também para estacas moldadas “in loco” como as do tipo hélice contínua, a qual será abordada durante o estudo de caso.

No Brasil, a utilização desse ensaio iniciou-se em 1981, durante a cravação de uma estaca em obra marítima, e em obras situadas em terra a partir de 1983. Em 1994 foi publicada a ABNT NBR 13208, prescrevendo o ensaio de carregamento dinâmico em estacas, com análises fundamentadas pela teoria da equação da onda; atualmente com a versão revisada em 2007.

É uma ferramenta que permite a obtenção de dados importantes como a capacidade de ruptura do solo, tensões máximas de tração e compressão do material da estaca, integridade do elemento de fundação, energia transferida para a estaca durante os golpes (mostra a eficiência do processo de cravação) e deslocamentos máximos da estaca. Se feito o ensaio o mais breve possível, antes da obra concluir suas etapas, pode-se otimizar o custo total do empreendimento, gerando economia.

As provas de carga, na maioria das vezes, são realizadas após a conclusão das fundações. Dessa forma, quando sua capacidade atingida está superior à capacidade necessária não há mais como fazer redimensionamento para gerar economia. Há um relato de uma obra onde foram feitas 12 provas de carga antes de concluírem sua etapa, isso otimizou o projeto da obra gerando 25% de economia em seu custo total.

Destaca-se entre outros ensaios, por poder verificar “in loco” o real comportamento da estaca, por ser menos oneroso pela grandiosidade de informações, pelo tempo de execução ser mais curto e a produtividade maior, além de não ser necessária a paralisação da obra para execução do mesmo. Há a questão da economia, que compensatoriamente (custo x benefício) pode ser gerada com o ensaio de carregamento dinâmico quando realizado no tempo certo, que mostra essencialmente a capacidade e a integridade de uma estaca.

O objetivo deste estudo é apresentar a importância de se conhecer as reais propriedades de uma fundação profunda, por meio do ensaio de carregamento dinâmico, possibilitando o redimensionamento das outras estacas da obra em tempo hábil, caso seja necessário.

2. JUSTIFICATIVA

Em se tratando de fundações, parte principal que sustenta as edificações, deve existir uma atenção especial quanto a sua integridade e capacidade de carga que são fatores que levam, na pior das hipóteses, ao colapso da estrutura.

A má execução do método construtivo, problemas na seleção dos materiais e erros de projeto, colaboram para a deficiência dos elementos de fundação.

Quando se percebe uma condição que proporcione capacidade de carga superior à calculada, pode haver economia nas outras etapas da obra, caso seja realizado um redimensionamento a tempo. Ao contrário, recalques por ruptura global podem levar a reforços estruturais onerosos.

Esse estudo busca alertar para a necessidade de monitoramento e acompanhamento das fundações ao longo de todo o processo de execução, com o intuito de minimizar patologias e reduzir custos com reparos ou novas soluções.

3. ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

Arte aprimorada pela experiência e atenção às observações de campo, apoiada pela interpretação do comportamento dos elementos de fundações e o entendimento das peculiaridades dos solos e rochas.

Obra alguma independe da etapa de fundações. O solo sempre se dará como apoio, tornando assim indispensável o conhecimento do terreno. A atuação da engenharia de fundações torna-se mais intensa no momento que antecede o início da execução.

Para o início desta etapa deve ser trabalhado com atenção o elemento menos flexível, o subsolo e para isso existe a mecânica dos solos que através das normas e ensaios, torna possível o conhecimento mais a fundo e facilita as adaptações às condições desfavoráveis.

3.1. Mecânica dos solos

Ciência na qual o engenheiro civil se baseia para criar seus projetos e que estuda o comportamento do solo quando tensões são aplicadas ou aliviadas.

Trabalhos marcantes sobre o comportamento dos solos já foram desenvolvidos em séculos passados, como os clássicos de Coulomb, 1773, Rankine, 1856 e Darcy,

1856. Entretanto, um acúmulo de insucessos em obras de engenharia civil no início deste século, dos quais se destacam as rupturas do Canal do Panamá e rompimentos de grandes taludes em estradas e canais em construção na Europa e nos Estados Unidos, mostrou a necessidade de revisão dos procedimentos de cálculo. Como apontou Terzaghi em 1936, ficou evidente que não se podiam aplicar aos solos leis teóricas de uso corrente em projetos que envolviam materiais mais bem definidos, como o concreto e o aço (SCHIMITZ, 2009).

A determinação em laboratório, de parâmetros de resistência e deformidade em amostras de solos e sua aplicação em modelos teóricos adequados são insuficientes, pois mais do que isso, é necessário classificar, normatizar e ensaiar o solo para obter o verdadeiro conhecimento sobre esse material de construção.

Para a engenharia civil o solo é a parte da crosta terrestre onde são feitas as bases das edificações e deve suportar acréscimos ou alívios de tensões. Serve como fonte de matéria prima para construção (aterros e barragens) e como suporte para elementos de fundação (suportando carga de ponta ou de atrito lateral).

Os solos são muito heterogêneos e respondem as solicitações de diversas formas, por isso é necessária a relação entre os tipos existentes.

Para isso há a identificação e classificação das diversas camadas que compõem o substrato a ser analisado e às propriedades que servirão à engenharia. A obtenção das informações exige a execução de ensaios “in situ” ou de laboratório.

Entre os ensaios de campo mais empregados, destacam-se:

- ✓ “Standart Penetration Test” – SPT;
- ✓ “Standart Penetration Test” complementado com torque – SPT-T;
- ✓ Penetração de Cone – CPT;
- ✓ Penetração de Cone com medida de pressões neutras – CPT-U;
- ✓ Palheta – “Vane Test”.

Devido a sua simplicidade, o SPT é o mais executado na maioria dos países do mundo, inclusive no Brasil.

3.1.1. Standard Penetration Test – SPT

Uma sondagem de simples reconhecimento, a percussão, é um procedimento “in situ” capaz de amostrar o solo e medir sua resistência ao longo da profundidade perfurada.

Ao executar uma prospecção desse tipo, pretende-se conhecer o material atravessado pela retirada de amostras deformadas a cada metro, a resistência (NSPT) oferecida e o nível d’água, quando encontrado.

De acordo com a ABNT NBR 8036:1983, o número de sondagens necessárias depende do tipo da estrutura, seguindo algumas regras como: as sondagens devem ser no mínimo uma para cada 200 m² de área de projeção em planta do edifício até 1.200 m² de área; entre 1.200 m² e 2.400 m² deve se fazer uma sondagem para cada 400 m² que exceder os 1.200 m²; acima de 2.400 m² o número de sondagens depende de cada particularidade da construção, como dois para área da projeção em planta do edifício para até 200 m² e três sondagens para áreas de 200 m² a 400 m².

Para ocorrer o ensaio é necessário ter no local a planta de locação dos furos e a proposta comercial com todos os dados e responsabilidades, acordados entre contratante e contratada.

Segundo a ABNT NBR 6484:2001, a sondagem deve ser iniciada com emprego de um trado concha até a profundidade de 1 metro do primeiro segmento de tubo de revestimento, e

deve ser coletada para exame posterior, uma parte significativa de solo. Nas operações seguintes, a cada metro de perfuração, intercaladas às de ensaio e as de amostragem, deve ser utilizado trado helicoidal (não é permitida a introdução do mesmo com uso de golpes). Após o posicionamento do “amostrador padrão” conectado à composição de cravação, coloca-se a cabeça de bater e marca-se na haste, à distancia de 45 cm, dividido em três partes iguais de 15 cm. Ao apoiar o martelo sobre a cabeça de bater, se não ocorrer a penetração de 45 cm, deve-se começar a cravação por meio de impactos sucessivos do martelo por queda livre, a uma altura de 75 cm, anotando-se separadamente a quantidade de golpes necessários à cravação de cada segmento de 15 cm.

Conforme a ABNT NBR 6484:2001, a cravação do “amostrador padrão” deve ser interrompida antes dos 45 cm de penetração sempre que em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassarem 30; um total de 50 golpes for dado durante toda a cravação; e não se observar o avanço do amostrador durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

Quando se torna impossível a penetração a trado, o método de perfuração utilizado passa a ser com circulação d’água.

O correto quanto à amostragem é tirar uma amostra a cada metro perfurado, com exceção do primeiro. Deve ser armazenada em sacos plásticos e posteriormente em caixas de madeira ou plástico, que devem ficar em locais à sombra e ventilado até o fim da sondagem.

O índice de resistência à penetração é abreviado pela sigla “SPT”, cuja determinação se dá pelo número de golpes necessários para o avanço dos 30 cm finais de cada metro ensaiado. Através do mesmo é possível identificar qual o estado de compactidade e consistência do solo, conforme demonstrado no Quadro 1.

Quadro 1 - Estados de compactidade e consistência do solo.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouca compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6484:2001.

3.2. Fundações

A fundação tem por responsabilidade suportar com segurança as cargas e solicitações advindas das edificações e transmiti-las a uma camada resistente do solo sem provocar ruptura do terreno. Existem diversos tipos de fundações as quais são projetadas levando-se em conta as cargas que receberão e o solo onde serão construídas.

3.2.1. Fundações rasas

Também conhecidas como fundações diretas ou superficiais, são usadas para estruturas com cargas relativamente baixas ou no caso de solos firmes, não exigindo da camada de apoio do solo uma resistência grande.

Esse tipo de fundação fica a uma profundidade de até duas vezes a sua menor dimensão em planta ou no máximo três metros de profundidade. Os principais tipos são: bloco, sapata, viga baldrame (viga de fundação) e radier.

3.2.2. Fundações profundas

São utilizadas em edificações mais altas (logo são estruturas com cargas maiores) onde os esforços de vento se tornam consideráveis, ou em solos que só atingem as resistências necessárias em grandes profundidades. Transmitem as cargas ao solo através de sua base (carga de ponta) e/ou superfície lateral (resistência de atrito lateral). Encontram-se a uma profundidade maior que duas vezes a sua menor dimensão em planta ou maior que três metros de profundidade. Os principais tipos são: estacas escavadas e estacas cravadas.

- ✓ *Estacas escavadas*: ocorre a perfuração do terreno com retirada de material. Ex.: tubulões, estaca hélice contínua, estaca raiz.
- ✓ *Estacas de deslocamento (estacas cravadas)*: são estacas introduzidas no solo sem retirada de material. Ex: estaca pré-moldada de concreto, estaca metálica, estaca de madeira.

3.2.2.1. Estaca Hélice Contínua (CFA)

O uso de estaca hélice contínua (Continuous Flight Auger – CFA) surgiu nos Estados Unidos em 1950. Os equipamentos executavam diâmetros de 27,5 cm, 30 cm e 40 cm e eram constituídos por guindastes, de torre acoplada e dotados de mesa perfuradora.

Chegou à Alemanha em 1970 e se espalhou pela Europa e Japão (PENNA, et al. 1999). Seu grande desenvolvimento se deu nos Estados Unidos, Alemanha e Japão. A partir de 1980, seus equipamentos que eram adaptados para execução da estaca, passaram a ter seus recursos próprios e específicos.

Chegaram ao Brasil por volta de 1987, porém o progresso e desenvolvimento de seu uso só se deram a partir de 1993, o que aconteceu com a importação de equipamentos específicos para sua execução.

A partir de então, com a importação de equipamentos mais fortes, força de arranque e torque de até 85 kN, foi possível executar estacas de 24 metros de profundidade e 800 mm de diâmetro. Atualmente já é possível encontrar estacas sendo executadas com 1200 mm de diâmetro e 32 metros de profundidade.

São estacas escavadas, moldadas in loco, executadas através de máquina perfuratriz. A perfuração do terreno é realizada por um equipamento composto por uma haste tubular envolta por um trado, que avança no terreno girando, pela aplicação de torque.

Na parte inferior do equipamento existe uma tampa metálica para impedir a entrada de terra ou água na haste tubular enquanto o solo é perfurado. A mesma é destacada assim que se inicia a concretagem, na cota de assentamento alcançada. Essa, por sua vez é presa em uma corrente podendo assim ser utilizada em nova escavação.

A estaca é concretada sob pressão, sendo que o concreto é bombeado para o interior da perfuração através da haste tubular ao mesmo tempo em que se retira o trado (hélice). O desmoronamento das paredes é evitado com o preenchimento de vazios, durante a

concretagem que ocorre de forma contínua e ininterrupta. A descontinuidade do fuste é evitada com pressão positiva durante o processo. O concreto utilizado nesse tipo de fundação normalmente apresenta f_{ck} 20 MPa, consumo de cimento entre 400 e 450 Kg/m³ e slump entre 22 ± 2 cm.

Durante a perfuração é possível acompanhar todo o processo, através do instrumento de medida localizado na cabine da máquina, computador, que faz as leituras dos sensores (profundidade, velocidade de rotação, torque, inclinação da torre e pressão do concreto).

Logo após o término da concretagem é inserida a armação dentro do concreto, por gravidade ou com auxílio de outros recursos.

Dentre as principais vantagens desse tipo de fundação destacam-se:

- ✓ Conseguem atravessar camada de solo com SPT ≤ 50 golpes;
- ✓ Permite executar estacas inclinadas;
- ✓ Há instrumentos que monitoram toda a execução da estaca, mas não dispõem a fiscalização técnica;
- ✓ É possível executar até 700 m de estaca por dia, em condições tecnicamente ideais.

Uma de suas principais desvantagens é a mobilização dificultosa e onerosa. No entanto, os clientes optam por esse tipo de fundação para empreendimentos que representam alto valor agregado o que acaba absorvendo os custos de execução dessa estaca.

Neste caso, torna-se vantajosa pela alta produtividade e velocidade, sendo assim compensatório. Além do que, em áreas e regiões densamente ocupadas são especialmente indicadas, por ter ruído e vibração extremamente baixos.

3.3. Prova de Carga

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, as fundações devem ser capazes de suportar cargas da superestrutura e transmitir esses carregamentos para o solo. Para verificar a capacidade de carga, podem-se realizar provas de carga estática (ABNT NBR 12131:2006) ou provas de carga dinâmica (ABNT NBR 13208:2007).

Conforme a ABNT NBR 6122, as obras que tiverem o número de estacas maior que o número especificado na coluna B da Tabela 1, deverão realizar o ensaio de carga estática, sempre na etapa inicial da obra. Quando a quantidade ultrapassar o especificado, obedece-se a regra do ensaio em no mínimo 1% da quantidade total, sempre arredondando para mais. Torna-se obrigatório também a realização do ensaio, independente da quantidade de estacas, quando as mesmas forem empregadas para tensões médias maiores que o especificado na coluna A.

As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. O desempenho é considerado satisfatório quando a extrapolação do resultado da prova de carga indicar um fator de segurança no mínimo igual a 2.0.

Caso uma prova de carga tenha apresentado resultado insatisfatório, deve-se elaborar um programa de provas de carga adicionais que permita o reexame dos valores de cargas admissíveis (ou resistentes de projeto), visando eventual reforço das fundações.

As provas de carga estáticas podem ser substituídas por ensaios dinâmicos na proporção de três ensaios dinâmicos para cada prova de carga estática, realizando-se, entretanto no mínimo uma prova de carga estática para calibração do ensaio dinâmico.

Tabela 1 - Quantidade de provas de carga.

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\Phi \geq 70$ cm	5,0	75
Ralz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\Phi < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6122:2010.

Entre as situações especiais, observa-se que para estacas com carga admissível superior a 3.000 kN, pode-se executar duas provas de carga sobre estacas de mesmo tipo porém de menor diâmetro. Nestes casos, os critérios de interpretação devem ser justificados.

Em estacas moldadas in loco são aceitos ensaios de carga com célula expansiva, devendo-se levar em conta suas particularidades.

É importante destacar que a ABNT NBR 6122:2010 também diz que a Tabela 1 aplica-se a obras de até 500 estacas de mesmas características, e numa mesma região representativa do subsolo. Acima desta quantidade o número de provas de carga adicionais fica a critério do projetista de fundações.

3.3.1. Ensaio de Carregamento Estático

Conforme a ABNT NBR 12131, o ensaio de carregamento estático, também conhecido como prova de carga estática, avalia o comportamento da carga versus o deslocamento do elemento de fundação e assim, permite estimar a capacidade de carga real. De forma resumida o ensaio nada mais é que a aplicação gradativa de carga sobre a estaca e o registro dos deslocamentos.

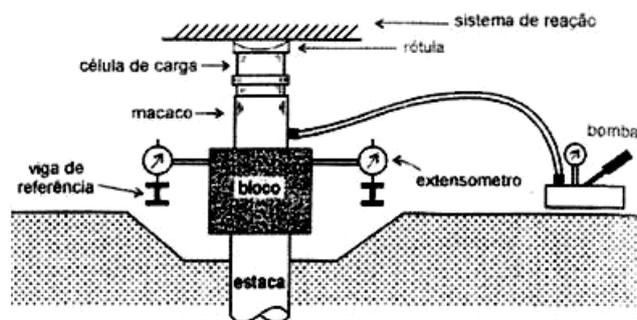
As cargas aplicadas com o emprego de macacos hidráulicos (devem ter capacidade majorada em 20% do máximo carregamento previsto), abastecidos por bombas elétricas ou manuais não pode produzir choques ou vibrações, devendo ser medidas juntamente com os deslocamentos provocados e o tempo. A aplicação da carga pode ocorrer de várias formas:

- ✓ Carregamento lento;
- ✓ Carregamento rápido;
- ✓ Carregamento misto (lento seguido de rápido); e
- ✓ Carregamento cíclico (lento ou rápido) para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

A aplicação de carga é medida com manômetros – os que possuem leitura máxima de 80 MPa devem possuir escalas com leitura máxima de 1 MPa e os com leitura máxima abaixo de 80 MPa, possuir escala com leitura máxima de 0,5 MPa - instalados no sistema do macaco

ou por célula de carga (maneira que torna os resultados mais precisos). Já os deslocamentos são medidos através de extensômetros simetricamente posicionados no topo da estaca, conforme indicado na Figura 1.

Figura 1 – Esquema de Prova de Carga Estática.



Fonte: Gonçalves (2008).

O subsolo da estaca ensaiada deve estar reconhecido por meio de sondagem de simples reconhecimento (SPT), devidamente documentado e realizado dentro de um raio de 5 metros.

Para a execução do ensaio, o topo da estaca deve estar devidamente preparado de forma que não interfira na integridade estrutural da mesma.

Após o início da prova de carga a estaca receberá carga até ocorrer sua ruptura ou até que a mesma, suporte duas vezes a carga prevista para sua capacidade de trabalho (resultado considerado muito satisfatório).

3.3.2. Ensaio de Carregamento Dinâmico

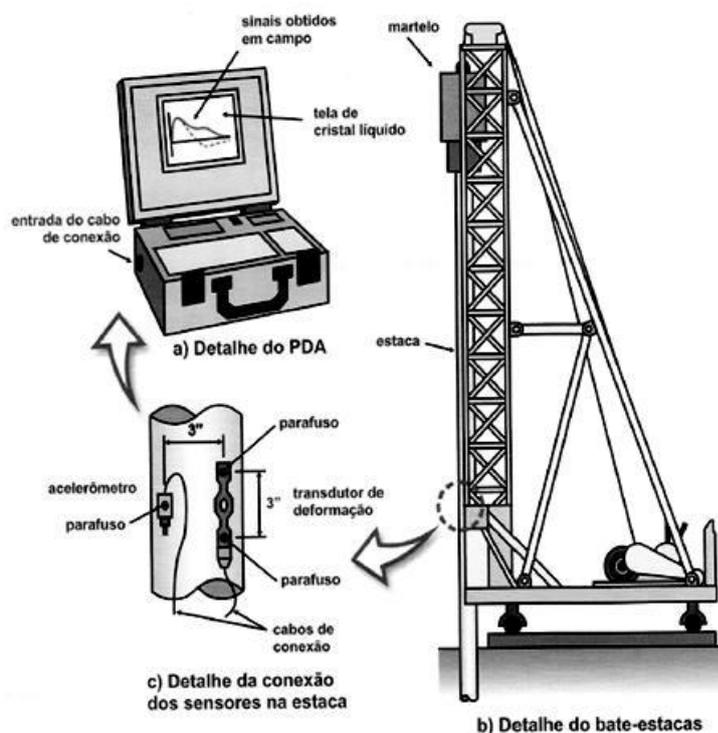
Em 1964, na Universidade de Case, em Ohio - EUA, foi desenvolvida a prova de carga dinâmica. Essa técnica chegou ao Brasil em 1981, introduzida pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas). A finalidade principal do ensaio é o controle de qualidade de fundações profundas.

O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD) consiste na aplicação de um carregamento no topo da estaca através de um martelo ou dispositivo similar, para determinar especificamente a capacidade de carga. Essa determinação ocorre através de dados captados e armazenados por um equipamento que analisa a cravação, (PDA – Pile Driving Analyzer) onde diante dos sinais de força x velocidade, obtidos em campo por meio dos sensores, transdutores e acelerômetros, realiza-se um cálculo, conhecido como método CASE.

São usados dois pares de sensores, sendo em transdutor de deformação específica que gera uma tensão proporcional à deformação sofrida pelo material da estaca durante o golpe e, um acelerômetro, que gera uma tensão proporcional à aceleração das partículas da estaca. O sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área da seção na região dos sensores, para a obtenção da evolução da força em relação ao tempo. Por isso, esses transdutores às vezes são chamados de sensores de força. O método PDA faz a média dos dois sinais de força obtidos, a fim de detectar 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 sinais de velocidade assim obtidos (RODRIGUES e FILHO, 2012).

A Figura 2 demonstra esquematicamente a realização do ensaio conforme Gonçalves e Bernardes et al. (2007) apud Rodrigues e Filho (2012).

Figura 2 – Esquema de Prova de Carga Dinâmica.



Fonte: Gonçalves e Bernardes et al. (2007) apud Rodrigues e Filho (2012).

O método CASE consiste em uma solução matemática, baseada em hipóteses simplificadoras, como a homogeneidade e uniformidade da estaca. Há a necessidade de uma confirmação dos cálculos através de uma análise numérica obtida posteriormente em escritório, com a utilização do software CAPWAP[®] (Case Pile Wave Analysis Program).

Os resultados encontrados com o método CAPWAP[®] são baseados na teoria da equação da onda. É realizado um refino que ocorre entre duas curvas que são traçadas, uma com parâmetros adotados e ajustados e outra com a força medida; também através dos registros de força e velocidade multiplicados pela impedância, gravados no campo.

Durante os cálculos todos os parâmetros do solo e de movimentos da estaca também são estimados, usando como solução de contorno a aceleração medida na seção avaliada.

Em suma, a avaliação da capacidade de carga ocorre através desses dois métodos, CASE e CAPWAP[®].

As principais informações que o PDA reconhece através de cada golpe transmitido à estaca são: carga mobilizada na interface solo-estaca; integridade estrutural; tensões dinâmicas máximas compressivas e de tração; deslocamento máximo (DMX); e máxima energia transferida (EMX).

A confirmação do resultado obtido pelo método CASE através do método CAPWAP[®] deve-se a existência das inconveniências, sendo uma delas a escolha da constante de amortecimento (J_c), conforme a Tabela 2. Velloso e Lopes (2002) apud Rodrigues e Filho (2012), enumeram as seguintes possibilidades de erro na determinação da capacidade de carga através do método CASE:

- ✓ A capacidade de carga não ser totalmente mobilizada;

- ✓ A energia de impacto não ser suficiente para ativar as forças resistentes do solo;
- ✓ As forças resistentes não serem mantidas no seu valor total durante o tempo considerado;
- ✓ O valor da capacidade de carga variar com o tempo, por efeito “set-up” - ganho de capacidade com o tempo - ou relaxação.

Tabela 2 - Valores da constante de amortecimento.

Tipos de Solo	Jc
Areia	0,05 a 0,15
Areia Siltosa	0,15 a 0,25
Silte Arenoso	0,25 a 0,40
Silte Argiloso	0,40 a 0,60
Argila	0,60 a 1,00

Fonte: Gonçalves *et al.* (2000).

Observa-se que o ensaio de carregamento dinâmico vem sendo cada vez mais adotado com o passar dos anos, por vários fatores, tais como:

- ✓ Baixo custo operacional;
- ✓ Possibilidade de realizar vários ensaios por dia;
- ✓ Mobilização e desmobilização fácil e rápida da equipe e dos equipamentos;
- ✓ Não precisa parar ou alterar a rotina de construção da obra;
- ✓ Rapidez de execução.

Esse tipo de ensaio pode ser utilizado em quase todo o tipo de estaca.

A ABNT NBR 6122:2010 exige Prova de Carga Dinâmica para a determinação da real carga de ruptura de uma estaca. Além disso, mostra a possível possibilidade de economia no fator de segurança de um dimensionamento.

Há outra grande vantagem: obter uma otimização no custo final da fundação quando feito o ensaio em tempo hábil, pois as mesmas podem ser redimensionadas antes do fim da obra, de acordo com a capacidade obtida no ensaio.

3.4. Capacidade de carga de fundações profundas – Estacas

A capacidade de carga total de uma estaca se dá pela soma da carga por atrito lateral ao longo de seu fuste e a carga de ponta na sua cota de assentamento.

Há vários métodos para cálculo da capacidade de carga da fundação. Basicamente, enquadram-se como empíricos ou semi-empíricos.

Segundo Aoki e Cintra (2010), os métodos semi-empíricos são os mais utilizados e por isso serão aplicados neste trabalho. São métodos que se baseiam em ensaios “in situ” de penetração dinâmica (SPT) ou de penetração estática (CPT). Nesta linha temos os consagrados métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978).

Cabe ressaltar que tais métodos foram desenvolvidos por esses autores em estudos locais e, portanto, para solos específicos. O que se pede aos engenheiros é a atenção às particularidades geotécnicas do local em que será implantada a obra, para que os resultados tenham, além da análise numérica, a análise crítica. Neste trabalho em específico, os autores optaram pela aplicação do método de Décourt & Quaresma.

3.4.1. Método de Décourt & Quaresma

Esse método foi criado em 1978, inicialmente para estacas de deslocamento, sendo adequadas posteriormente a outros tipos de estaca (MAGALHÃES, 2005).

É um método para estimativa da capacidade de carga de ruptura baseado exclusivamente em resultados do ensaio SPT. Décourt & Quaresma (1982), em sua segunda versão procuram aperfeiçoar o método na estimativa de carga lateral.

A tensão de atrito lateral (r_L) depende dos valores médios de resistências à penetração (SPTs) ao longo do fuste (NL) (Equação 1). Pode-se obter este valor pela média dos valores de resistência ao longo do fuste do elemento de fundação. Sendo definido pelos autores do método o valor que atenda ao intervalo: $3 \leq NL \leq 50$ (AOKI e CINTRA, 2010).

$$r_L = 10. \left(\frac{NL}{3} + 1 \right) \quad (\text{Equação 1})$$

A tensão de ponta (r_p) depende do fator característico do solo (C), conforme Tabela 3, e do valor de resistência à penetração na ponta (N_p) (Equação 2). Para o cálculo do valor de (N_p) é realizada a média entre o SPT na cota de assentamento da estaca, o SPT da cota anterior e posterior.

$$r_p = C . N_p \quad (\text{Equação 2})$$

Tabela 3 – Coeficientes característicos do solo (C).

Tipo de solo	C (KPa)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt & Quaresma (1978) apud Aoki e Cintra (2010).

Para o cálculo da capacidade de carga, foram acrescentados os valores α e β , conforme as Tabelas 4 e 5, respectivamente, nas parcelas de resistência de ponta e lateral em 1996, por Décourt (apud Aoki e Cintra, 2010) (Equação 3).

$$R = \alpha . C . N_p . A_p + \beta . 10. \left(\frac{NL}{3} + 1 \right) . U . L \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

AP = área da ponta da estaca (m²);

L = comprimento da estaca (m);

U = perímetro da estaca (m);

α e β são considerados coeficientes de majoração ou minoração das resistências de ponta e lateral respectivamente.

Tabela 4 – Coeficientes α em função do tipo da estaca e do solo.

Tipo de Solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Décourt & Quaresma (1978) apud Aoki e Cintra (2010).

Tabela 5 – Coeficientes β em função do tipo da estaca e do solo.

Tipo de Solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt & Quaresma (1978) apud Aoki e Cintra (2010).

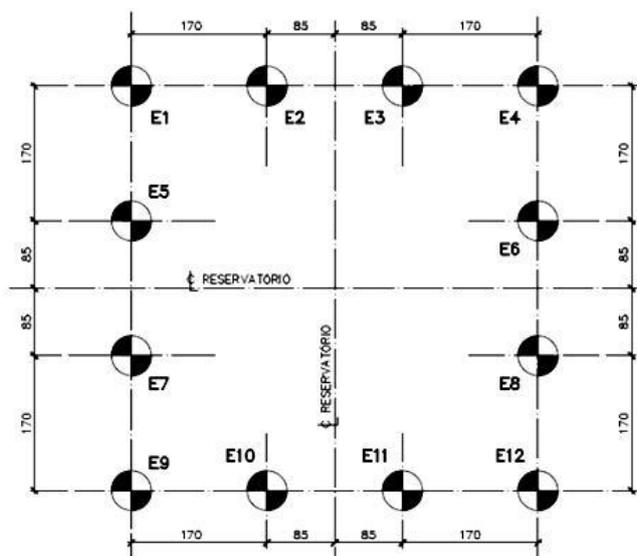
Os métodos semi-empíricos utilizam o fator de segurança global (S1) igual a 2, para determinar a capacidade de carga admissível (\bar{R}). Porém no método de Décourt & Quaresma, são empregados fatores de segurança parciais para o atrito lateral (S2 = 1,3) e resistência de ponta (S3 = 4). O valor da carga admissível deve atender as duas condições de fator de segurança.

4. APRESENTAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O estudo de caso foi desenvolvido a partir das análises da fundação adotada para um castelo d’água de um condomínio residencial de apartamentos multifamiliares, localizado na cidade de Uberlândia – MG.

Foi realizada uma prova de carga dinâmica, conforme determinação do projetista e consultor da obra, na estaca moldada “in-loco” tipo hélice contínua E12 (Figura 3), com o objetivo principal de verificar a capacidade de carga e a partir desta, analisar as outras estacas da obra, a fim de verificar a real necessidade de redimensionamento das mesmas.

Figura 3 – Locação das estacas do castelo d’água.



Fonte: Adaptado pelos autores.

A capacidade de carga projetada para as estacas do castelo d'água é de 39,5 tf, conforme estabelecido no projeto de fundação.

4.1. Prova de Carga Dinâmica

Inicialmente, foi necessário executar um “bloco de prolongamento” da estaca, haja vista que a mesma se encontrava enterrada abaixo da linha de superfície do terreno. Neste caso, foi realizada uma escavação em seu entorno, com posterior arrasamento da cabeça e limpeza para execução do bloco.

O “bloco de prolongamento” com 2 metros de comprimento e com as mesmas características geométricas da estaca foi armado sobre a mesma, com continuidade projetada especialmente para amortecer o impacto dinâmico, também constituído de concreto armado, porém com $f_{ck} \geq 35$ MPa.

4.1.1 Instrumentação e ensaio

Para dar início à instrumentação da estaca foram executados três furos de cada lado, simetricamente opostos. Os pares de acelerômetros e transdutores foram instalados no bloco, diametralmente opostos, visando compensar os efeitos de flexão durante a realização da prova de carga. Os instrumentos foram conectados ao analisador (PDA – Pile Driving Analyzer) por meio de cabos (Figura 4 e 5).

O “bloco de prolongamento” com 2 metros de comprimento e com as mesmas características geométricas da estaca foi armado sobre a mesma, com continuidade projetada especialmente para amortecer o impacto dinâmico, também constituído de concreto armado, porém com $f_{ck} \geq 35$ MPa.

Figura 4 – Instrumentação da estaca.



Fonte: Google imagens (2013).

Figura 5 – Analisador (PDA – Pile Driving Analyzer).



Fonte: Google imagens (2013).

O ensaio foi realizado por uma empresa terceirizada, no dia 26/04/2013. Consistiu basicamente, na aplicação de energia cinética crescente no topo do bloco de coroamento, por meio de golpes do martelo de queda livre de peso igual a 2.500 Kgf, utilizando bate estacas sobre roletes.

As provas de carga foram realizadas com altura de queda livre variável e crescente até a mobilização da carga máxima na interação estaca-solo ou o limite das tensões dinâmicas do concreto que constitui a estaca.

Os sinais emitidos pelos sensores foram registrados no equipamento PDA e armazenados para análises posteriores.

5. RESULTADOS

Na realização do ensaio de carregamento dinâmico o equipamento PDA processa os dados obtidos para análises posteriores, pelo método CAPWAP[®].

O J_c igual a 0,4 (constante de amortecimento dinâmico do solo) empregado durante o ensaio foi adotado de acordo com as informações obtidas nas sondagens de referência (Tabela 2).

De acordo com a investigação geotécnica do tipo SPT, realizada nos dias 02 e 03/01/2012 e, conforme a ABNT NBR 6484:2001, a classificação do solo onde se encontra a ponta da estaca é silte argiloso.

Os dados obtidos (Tabela 6) e armazenados no equipamento PDA foram reprocessados pelo método CASE, chegando aos resultados demonstrados na Tabela 7, considerando o valor J_c – “J” – para o golpe de maior carga mobilizada.

Tabela 6 – Especificações da estaca ensaiada (E12 = PF12 - Ø 50 cm).

Área (cm ²)	Comprimentos (m)			Cotas		Datas		Martelo Ensaio (kg)	H Bloco (m)
	Total	Ab.Sens.	Perf.	Terreno	Arrasamento	Execução	Ensaio		
1963	25,35	24,15	23,35	NF	NF	21/02	26/04	2.500	2,0

Fonte: GEOMECC (2013).

Tabela 7 – Resultados pelo Método CASE (E12 = PF12 - Ø 50 cm).

Carga Trabalho (tf)	Golpe	RMX (tf)	DMX (mm)	H _q (m)	SET (mm/g)	EMX (txm)	% EMX	FMX (tf)	Tensão Comp. (kg/cm ²)	F _{min} (tf)	Tensão Tração (kg/cm ²)	J
39,5	5	179	9	3,0	1	1,90	25,3	241,4	123	58,9	30	0,4

Fonte: GEOMECC (2013).

As Tabelas 6 e 7 informam resumidamente os resultados das análises referentes ao golpe de maior carga aplicada.

A estaca PF12 com \varnothing 50 cm e total de 25,35 m de comprimento, incluindo o “bloco de prolongamento”, projetada para uma carga de 39,5 tf, foi ensaiada com um martelo de 2.500 kgf e altura máxima (Hq) de queda livre de 3,0 metros no golpe de número 5. Foi obtido como máxima capacidade de carga (RMX) 179 tf.

O maior deslocamento (DMX) foi de 9 mm, deformação permanente (SET) de 1 mm/g e, a máxima energia transferida que passou ao nível dos sensores (EMX) foi de 1,9 tf x m. A máxima força de compressão (FMX) originada quando do impacto do martelo medida ao nível dos sensores foi de 241,4 tf, e a resistência à força de tração máxima (Fmín), ao nível dos sensores de 58,9 tf.

O programa CAPWAP[®] (Case Pile Wave Analysis Program) permitiu:

- ✓ A estimativa da distribuição de resistência desenvolvida pelo solo ao longo da estaca;
- ✓ A determinação da componente dinâmica desta resistência;
- ✓ A Estimativa de carga estática do sistema estaca-solo.

A velocidade de onda (WS) no ensaio chegou a 3.200 m/s, com carga última (RU) de 175,8 tf, máximo atrito lateral (QAL) de 98,9 tf, e máxima resistência de ponta (QP) de 76,9 tf (Tabela 8).

A constante do fator de amortecimento (J) anterior com valor de 0,4 devido ao tipo de solo, foi calibrada através da análise CAPWAP[®], passando para 0,44.

Tabela 8 – Resultados Análise CAPWAP[®] (E12 = PF12 - \varnothing 50 cm).

Carga Trabalho (tf)	Golpe	WS (m/s)	RU (tf)	QAL (tf)	% QAL	QP (tf)	% QP	J
39,5	5	3.200	175,8	98,9	56,3	76,9	43,7	0,44

Fonte: GEOMECH (2013).

Onde:

$$RU = QAL + QP \quad \text{(Equação 4)}$$

Os resultados da força de compressão, tensão de compressão, força de tração e tensão de tração estão demonstrados na Tabela 9.

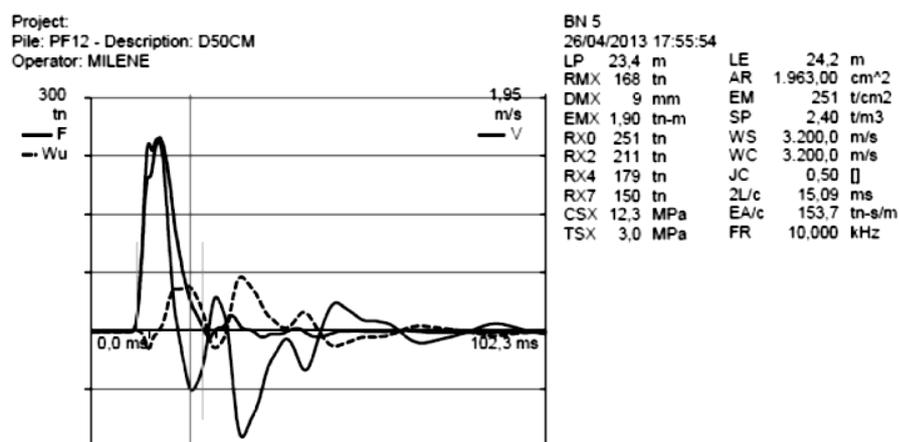
Tabela 9 – Resultados Análise CAPWAP[®] (E12 = PF12 - \varnothing 50 cm).

Estaca	Força de Compressão (tf)	Tensão de Compressão (kg/cm ²)	Força de Tração (tf)	Tensão de Tração (kg/cm ²)
PF12	266,1	135,6	83,2	42,4

Fonte: GEOMECH (2013).

A Figura 6 representa as curvas durante o ensaio, na última prova de carga realizada na estaca, sendo considerados os dados a partir dela para todos os resultados.

Figura 6 – Curvas PDI durante o ensaio.



Fonte: GEOMECH (2013).

5.1. Redimensionamento da estaca

Após a análise dos resultados obtidos no ensaio de carregamento dinâmico, foi empregado o método de Décourt & Quaresma para calcular a capacidade de carga e redimensionar a estaca. O ensaio de PDA permitiu concluir que a estaca E12 estava superdimensionada se comparada à necessidade projetada. A capacidade de carga real obtida foi de 179 tf. Como o fator de segurança global (S1) é 2, a capacidade de carga fornecida passa a ser definida como 89,5 tf, representando um superdimensionamento da ordem de 226,60%. No redimensionamento, a estaca originalmente executada com 23,35 m de profundidade e Ø 50 cm, foi redimensionada para o comprimento de 20,00 m e Ø 35 cm. Logo, foram feitos os cálculos considerando valores práticos de α e β .

a) Cálculo da resistência lateral ao atrito:

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \tag{Equação 1}$$

$$r_L = \left(\frac{7,5}{3} + 1 \right) = 3,50 \text{ tf/m}^2$$

$$R_L = r_L \cdot A_L \cdot \beta \tag{Equação 4}$$

$$R_L = 3,50 \cdot 21,99 \cdot 0,8 = 61,57 \text{ tf/m}^2$$

b) Cálculo da resistência de ponta:

$$r_p = C \cdot N_p \tag{Equação 2}$$

$$r_p = 20 \cdot 14,67 = 293,40 \text{ tf/m}^2$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \cdot \alpha \tag{Equação 5}$$

$$R_p = 293,40 \cdot 0,096 \cdot 0,7 = 19,72 \text{ tf/m}^2$$

Aplicando coeficientes de segurança parciais temos:

c) **Resistência lateral ao atrito, admissível:**

$$\bar{R}_L = \frac{R_L}{S_2} \quad (\text{Equação 6})$$

$$\bar{R}_L = \frac{61,57}{1,3} = 47,36 \text{ tf}$$

d) **Resistência de ponta, admissível:**

$$\bar{R}_p = \frac{R_p}{S_3} \quad (\text{Equação 7})$$

$$\bar{R}_p = \frac{19,72}{4} = 4,93 \text{ tf}$$

$$\bar{R}_1 = 4,93 + 47,36 = 52,29 \text{ tf}$$

Aplicando coeficiente de segurança global temos:

$$\bar{R}_2 = \frac{R_L + R_p}{2} \quad (\text{Equação 8})$$

$$\bar{R}_2 = \frac{61,57 + 19,72}{2} = 40,65 \text{ tf}$$

Assim, o valor da carga admissível deve atender as duas condições de fator de segurança ($\bar{R} \leq \bar{R}_1$), portanto a capacidade de carga para a situação proposta é igual a 40,65 tf, ou seja, maior que a capacidade de carga projetada para as estacas do castelo d'água, de 39,5 tf, conforme estabelecido no projeto de fundação.

5.2. Análise de custo

Com base nos resultados obtidos, foi elaborada a relação de custos entre a estaca executada conforme o projeto e a estaca redimensionada. As Tabelas 10 e 11 apresentam o custo unitário da estaca projetada e da estaca redimensionada, respectivamente. Os valores têm como base os preços praticados no mercado local e o quantitativo atende os detalhes executivos da estaca.

Tabela 10 – Custo unitário da estaca projetada.

Estaca Realizada		Valor Unitário	Valor Total
Ø (cm)	50		
Comprimento (m)	23,35		
Concreto (m³) - fck 25	4,58	R\$ 256,00	R\$ 1.173,70
Hélice Contínua (m)	23,35	R\$ 33,00	R\$ 770,55
Bomba de Concreto (m³)	4,58	R\$ 25,00	R\$ 114,62
Aço - ø 6.3 (kg)	8,12	R\$ 2,76	R\$ 22,41
Aço - ø 12.5 (kg)	69,34	R\$ 2,82	R\$ 195,54
Total			R\$ 2.276,82

Fonte: Elaborado pelos autores (2013).

Tabela 11 – Custo unitário da estaca redimensionada.

Estaca Redimensionada		Valor Unitário	Valor Total
Ø (cm)	35		
Comprimento (m)	20		
Concreto (m³) - fck 25	1,92	R\$ 256,00	R\$ 491,52
Hélice Contínua (m)	20,00	R\$ 33,00	R\$ 660,00
Bomba de Concreto (m³)	1,92	R\$ 25,00	R\$ 48,00
Aço - ø 6.3 (kg)	5,12	R\$ 2,76	R\$ 14,13
Aço - ø 12.5 (kg)	52,00	R\$ 2,82	R\$ 146,64
		Total	R\$ 1.360,29

Fonte: Elaborado pelos autores (2013).

A seguir, a Tabela 12 apresenta o custo para realização do ensaio de carregamento dinâmico.

Tabela 12 – Custo unitário da realização do ensaio PDA.

Custo Ensaio PDA	
Diária Ensaio PDA	R\$ 3.200,00
Mobilização	R\$ 900,00
Análise CAPWAP	R\$ 700,00
Total	R\$ 4.800,00

Fonte: Elaborado pelos autores (2013).

De acordo com os valores obtidos é possível perceber que a execução do ensaio nesse estudo de caso, é compensatória, fato percebido na economia de R\$ 916,53 por estaca realizada. No projeto do castelo d'água com o total de 12 estacas, a economia seria de R\$ 6.198,36, já descontado o custo do ensaio de carregamento dinâmico na estaca E12.

6. CONCLUSÕES

A execução do ensaio de carregamento dinâmico em obras traz muitos benefícios. Por meio dessa prática é possível saber a real capacidade de carga e a integridade da estaca, o que além de evitar problemas futuros, pode gerar a otimização do custo geral da obra.

Com base nos dados obtidos na prova de carga, foi realizado um novo estudo e a constatação de um superdimensionamento da fundação. Houve o cálculo de um possível redimensionamento que possibilitaria a economia no custo final da obra. Redimensionando as estacas no início da obra, mesmo que para maiores seções, podem-se evitar problemas futuros relacionados a reforços da estrutura.

A escolha do ensaio de carregamento dinâmico, conhecido como PDA, entre os tipos apresentados se dá tanto pela facilidade e rapidez da mobilização da equipe, como dos equipamentos que compõe o mesmo. Pode-se concluir que este método permite o diagnóstico da fundação e a oportunidade de atender a tempo, as necessidades proporcionadas em seu dimensionamento e execução.

REFERÊNCIAS

- AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. *Fundações por estacas – Projeto Geotécnico*. 1 ed. Oficina de Textos, 2010, 96 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios*. Rio de Janeiro. 1983.

_____. *NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro. 2001.

_____. *NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática*. Rio de Janeiro. 2006.

_____. *NBR 13208: Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico*. Rio de Janeiro. 2007.

_____. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro. 2010.

GONÇALVES, S. F. *Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, RS. 2008.

MAGALHÃES, P. H. L. *Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – UNB, Brasília, DF. 2005.

PENNA, A. S. D. *et al. A estaca hélice contínua - a experiência atual*. 1a. ed. São Paulo: Falconi, F. F. & Marzionna, J. D. (Ed.). ABMS/ABEF/IE. 1999. 162p.

RODRIGUES B. C.; FILHO J. F. *Estudo comparativo entre prova de carga dinâmica, carga estática de projeto e métodos dinâmicos em estacas de perfis metálicos: estudo de caso*. TCC (Graduação em Engenharia) – Centro de Ciências Exatas e Tecnologia da Universidade da Amazônia. Belém-PA. 2012

SCHMITZ, C. S. *Mecânica dos Solos*. CEFET-RS. Apostila Curso Técnico em Edificações do Centro Federal de Educação Tecnológica de Pelotas, disponível em <http://www.ebah.com.br/content/ABAAABTKEAA/mecanica-dos-solos-cefet-rs>. Acessado em 29 de dez. de 2012.