



**FUNDAÇÃO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS - FUPAC
FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS DE UBÁ
ENGENHARIA CIVIL**

MICHELY DAS GRAÇAS NOGUEIRA

**ESTIMATIVA DA PROFUNDIDADE DE UMA FUNDAÇÃO EM SOLO RESIDUAL
EM FUNÇÃO DO SPT UTILIZANDO A ESTACA PRÉ – MOLDADA E TRADO
MECANIZADO**

**UBÁ/MG
2017**

MICHELY DAS GRAÇAS NOGUEIRA

**ESTIMATIVA DA PROFUNDIDADE DE UMA FUNDAÇÃO EM SOLO RESIDUAL
EM FUNÇÃO DO SPT UTILIZANDO A ESTACA PRÉ – MOLDADA E TRADO
MECANIZADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil da Faculdade Presidente Antônio Carlos de Ubá, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: MSc. Israel Iasbik.

**UBÁ/MG
2017**

ESTIMATIVA DA PROFUNDIDADE DE UMA FUNDAÇÃO EM SOLO RESIDUAL EM FUNÇÃO DO SPT UTILIZANDO A ESTACA PRÉ – MOLDADA E TRADO MECANIZADO

Resumo

A Engenharia de Fundações é uma área de conhecimento que envolve estudo, experiência e precaução, para encaminhar soluções à grande diversificação dos problemas que se apresentam. A previsão das cargas admissíveis para um elemento de fundação e a profundidade ideal para sua implantação tem, muitas vezes, solução complexa a ser estabelecida pelo engenheiro. O principal problema reside na dificuldade em identificar a composição dos solos, os quais juntamente com os elementos de fundação constituem a infraestrutura. A seleção de determinado tipo de fundação e a previsão das cargas admissíveis, que seus elementos poderão transmitir com segurança ao solo, representam grande desafio para a elaboração de um projeto geotécnico. A Fundação corretamente projetada deve suportar as cargas atuantes, distribuindo-as, de modo satisfatório, sobre a superfície de contato na qual se apoia. Esta distribuição não deve gerar tensões que possam provocar ruptura na massa do solo subjacente, bem como inclinações e recalques significativos ao conjunto estrutural.

Palavras-chave: Fundações. Trado Mecanizado. Estacas pré – moldadas. Sondagem a Percussão (SPT).

ESTIMATION OF THE DEPTH OF A RESIDUAL SOIL FOUNDATION IN THE FUNCTION OF THE SPT USING THE PRE – MOLDED AND MACHINED STAC

Abstract

Foundations engineering is an area of knowledge that involves study, experience and precaution, to guide solutions to the great diversification of the problems that present themselves. The prediction of the permissible loads for a foundation element and the ideal depth for its implantation often has a complex solution to be established by the engineer. The main problem lies in the difficulty in identifying the composition of the soils, which together with the foundation elements constitute the infrastructure. The selection of a certain type of foundation and the prediction of the permissible loads, which its elements can transmit safely to the ground, represent a great challenge for the elaboration of a geotechnical project. The properly designed Foundation must withstand the working loads, distributing them satisfactorily onto the contact surface on which it rests. This distribution should not generate tensions that can cause rupture in the mass of the underlying soil, as well as significant slopes and settlements to the structural set.

Keywords: Foundations. Trado Machanizado. Precast Stakes. Percussion Poll (SPT).

1 INTRODUÇÃO

Fundação é parte do sistema da engenharia a qual é responsável por transmitir ao solo ou rocha subjacente, as cargas suportadas pela mesma, bem como seu peso próprio (BOWLES, 1997 *apud* HACHICH, 1998). A fundação de uma edificação é encarregada pela transmissão dos esforços gerados pela superestrutura ao substrato de apoio, de maneira a garantir segurança e durabilidade. Além disto, ter seu dimensionamento realizado com a maior economia possível. A fundação de uma obra de engenharia não é o item de maior custo da obra e pode variar entre 3% a 7% do custo total previsto para o empreendimento (JOPPERT JR, 2007).

Para a escolha do tipo de fundação é necessário analisar critérios técnicos tais como a topografia da área, dados da estrutura, aspectos econômicos, as cargas da edificação, característica do solo, dados sobre as construções vizinhas, entre outros.

Elas podem ser divididas em dois grupos: fundações superficiais e profundas.

As fundações superficiais, como o próprio nome diz, são aquelas em que a carga é transmitida ao solo por meio de elementos superficiais, sem a necessidade de equipamentos de grande porte para a cravação ou escavação de seus componentes. Em grande parte das vezes, esse tipo de fundação é realizado de forma manual.

Dentre as fundações profundas, estas podem ser em tubulões, que são elementos de fundação escavados manualmente ou mecanicamente, que requer a descida de operários para limpeza da ponta ou abertura de base, ou em estacas que são definidas como elementos de fundação profunda, sendo as escavações executadas inteiramente por processo mecânico, sem que haja a descida de pessoas (NBR 6122, 2010).

Dentre as estacas, estas podem ser classificadas quanto ao seu processo executivo, as quais podem ser de deslocamento ou escavadas. As estacas de deslocamentos são aquelas que deslocam o solo subjacente e lateralmente, ou seja, não há a remoção do solo local, sua execução é realizada pela cravação dinâmica de elementos pré-moldados, quer sejam de aço, concreto ou madeira, ou moldada in loco pela perfuração do solo através de um trado especial, por rotação, sem que haja a retirada de material. Já as estacas escavadas são elementos moldados in loco, que ao contrário das estacas de deslocamento, promovem a retirada do material escavado. Neste tipo de execução há ocorrência de alívio de tensões internas no maciço, promovendo um menor aproveitamento da capacidade de carga do solo pela interação

estaca/solo. Existem vários métodos de execução de estacas escavadas. Neste trabalho, o intuito, é a avaliação da soma dos *Standart Penetration Test* (SPTs) através dos ensaios dinâmicos em estacas tipo trado mecanizado e pré- moldadas.

A execução da estaca trado mecanizado se faz através da perfuração por rotação de um trado helicoidal de comprimento usual de 1 m, acoplado a uma haste tipo Keller ou torre. Este tipo de estaca tem profundidade de alcance limitada pelo nível de água freático. Por se tratar de uma escavação sem o uso de revestimentos ou fluidos estabilizantes, é empregada em perfis de solo que apresenta uma determinada coesão (NBR 6122, 2010).

As estacas pré-moldadas podem ser de concreto armado ou protendido, concretadas em formas horizontais ou verticais, ou por sistema de centrifugação. Devem receber cura adequada, de modo a terem resistência compatível com os esforços decorrentes de manuseio, transportes, cravação e utilização.

O presente trabalho tem por objetivo analisar diversos estaqueamentos por trado mecanizado e estacas pré-moldadas realizado na região de Viçosa em solo residual jovem de gnaiss e verificar uma associação entre a soma dos NSPTs até a cota de assentamento das estacas com a posição desta *in loco*, baseado nas sondagens e no método Decourt-Quaresma e Aoki-Velloso.

2 DESENVOLVIMENTO

Fundações são elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas das estruturas, devem ter resistência adequada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. O solo deve ter resistência e rigidez apropriada para não sofrer ruptura e não apresentar deformações exageradas ou diferenciais (BARROS, 2011).

Para a realização dos projetos de fundação é ideal que se faça a sondagem do solo para verificar a condição do mesmo.

De acordo com Barros (2011), a sondagem é realizada contando o número de golpes necessários para a cravação de parte de um amostrador no solo realizada pela queda livre de um martelo de massa e altura de queda padronizada. A resistência a penetração dinâmica no solo medida é denominado *Standart Penetration Test* (S.P.T.). A execução de uma sondagem é um processo repetitivo, que consiste em abertura do furo, ensaio de penetração e amostragem a cada metro de solo sondado. Desta forma, em cada metro faz-se, inicialmente, a abertura do furo com um comprimento de 55 cm utilizando um trado manual ou através do jato de água, e o restante dos 45 cm é utilizado para a realização do ensaio de penetração.

As fases de amostragem são realizadas simultaneamente, utilizando um tripé, um martelo de 65 kg, uma haste e um amostrador. Os pontos de sondagem devem ser criteriosamente distribuídos na área em estudo, e devem ter profundidade que inclua todas as camadas do subsolo que possam influir, significativamente, no comportamento da fundação. No caso de fundações para edifícios, o número mínimo de pontos de sondagens a realizar é em função da área construída (BARROS, 2011).

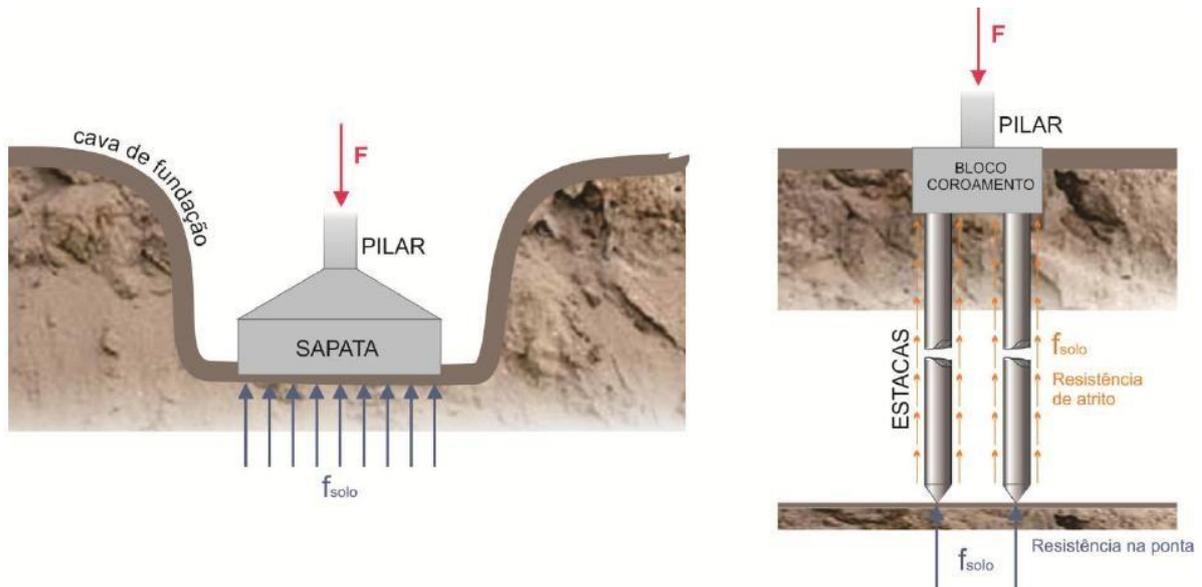
Com os resultados da execução da sondagem é possível definir qual tipo de fundação é ideal para o solo sondado. Um dos principais elementos de uma construção é a sua fundação, elemento estrutural cuja função é suportar e transmitir as cargas da estrutura ao solo onde ela se apóia, ou seja, responde pela sustentação da edificação (AZEREDO, 1997).

Após o reconhecimento do solo, deve-se optar pelas fundações rasas ou profundas. A norma que trata de sua execução é a NBR 6122 (ABNT, 1996, p.2) e define:

Fundação rasa ou direta: elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os radiers, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas.

Fundação profunda ou indireta: elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

Figura 1- Exemplo de fundação rasa e profunda.



Fonte: Barros (2011, p.5)

Além da sondagem, existem outras diversas variáveis a ser considerada para a escolha do tipo de fundação, a primeira é a topografia do terreno, devem ser vistos os dados sobre taludes e encostas que possam ter no terreno e se a necessidade de efetuar cortes e aterros. A segunda variável se trata das características do solo, onde é necessário ver a variabilidade das camadas e a profundidade de cada uma delas a existência de camadas resistentes ou adensáveis e a compressibilidade e resistência do solo. Outra variável são os dados sobre as construções vizinhas, é importante saber qual o tipo de estrutura das fundações vizinhas e as possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

Ao se iniciar a fundação a primeira coisa a ser feita é a locação para isso se utiliza o gabarito, o primeiro passo é a definição do ponto de referência. Segundo Klein (2013) é comum usar como referência:

- a) O alinhamento da rua;
- b) Um poste no alinhamento do passeio;

- c) Um ponto deixado pelo topógrafo quando da realização do controle do movimento de terra;
- d) Uma lateral do terreno.

Na execução do gabarito a cravação dos pontaletes deve ter intervalos regulares, alinhados e distantes aproximadamente 1,20m da borda exterior da edificação, esquadro correto do alinhamento dos eixos perpendiculares e as tábuas devem estar niveladas a marcação das coordenadas é feito na tabeira com pregos, posteriormente faz-se a passagem de fios de nylon para a correta marcação do eixo dos pilares.

Quando se termina o alinhamento do eixo dos pilares devem ser feitas as valas da sapata ou da fundação que será executado na obra, é necessário observar o tamanho correto das sapatas e as distâncias da borda da sapata ao eixo dos pilares para que não seja feito as valas fora do ponto correto e comprometa toda a obra.

2.1 Sondagens SPT

NBR 6122, item 4.3 investigação Geotécnica preliminar, para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão SPT, NBR 6484 Solo Sondagem de simples reconhecimento com SPT Método de ensaio. Em função dos resultados obtidos, pode ser necessária uma investigação complementar.

Normatizada pela NBR 6484 (2001), e conhecida também por “Sondagem a percussão”, este tipo de sondagem aplica-se unicamente a solos. Seus objetivos são a determinação das camadas, identificação dos níveis d’água, e o principal deles para finalidade construtiva, que é a determinação da resistência do solo.

A resistência do solo é medida pelo índice da resistência da penetração N, no qual, corresponde ao número dado pela soma dos golpes dado pelo martelo, necessário para a cravação dos dois últimos segmentos de 15 cm do amostrador padrão. Cada golpe do martelo corresponde a um peso padronizado de 65 kg caindo livre e verticalmente a uma altura de 75 cm.

O ensaio também pode ser acompanhado dos Ensaio de Infiltração, quando se deseja determinar a permeabilidade do solo.

Inicia-se o ensaio com o trato concha, perfurando um metro no solo, posiciona-se o amostrador padrão no furo, de forma que sua ponta toque o solo. Feito isso se marca 45 cm

nos tubos ligados ao amostrador dividindo em três partes de 15 cm. Golpeia-se o tubo onde está ingerido o amostrador com o peso de 65 kg caindo de uma altura padronizada de 75 cm, ao fim do processo contamos quantos golpes são utilizados para cravar cada 15 cm. Ao final dos 45 cm retiramos o amostrador e coletamos as amostras. O ensaio é repetido de metro a metro até o impenetrável a percussão. Depois de confirmado a presença do lençol freático é realizada a operação de lavagem, trocando-se o trado pelo trépano de lavagem.

A sondagem a percussão é encerrada quando uma das seguintes condições for atingida:

- a) Quando, em três metros consecutivos, forem obtidos SPT's maiores de 45 golpes /15 cm;
- b) Quando, em quatro metros consecutivos, forem obtidos SPT's entre 45 golpes/ 15 cm e/ou 45 golpes/ 30 cm;
- c) Quando, em cinco metros consecutivos, forem obtidos SPT's entre 45 golpes/30 cm e/ou 45 golpes/ 45 cm;
- d) Quando os avanços através de perfuração por lavagem (trépano) forem inferiores a 5 cm por período de 10 minutos, durante 30 minutos.

Ao final do ensaio retira-se a água do furo e mede-se no nível d'água inicial (NA) e 24 horas depois de terminado o ensaio. A soma dos 30 cm finais fornece o N_{spt} do nível em questão. As amostras são classificadas tátil-visualmente de acordo com os padrões da NBR 6484.

2.1.2 Resistência à penetração do solo - N_{spt}

O ensaio de simples reconhecimento do solo SPT é usualmente utilizado para estimar a resistência à penetração do solo, através do índice NSPT, que representa a resistência à dinâmica do amostrador no solo. Esse índice é usado diretamente em correlações empíricas ou semi-empíricas na determinação da capacidade de carga e recalque das fundações (LUKIANCHUKI, 2012 *apud* SILVA, 2014). Por exemplo, de forma empírica, calcula-se a capacidade de carga de uma fundação dividindo o NSPT das camadas de suporte por um fator "k" que varia de acordo com o tipo de solo, com esse dado é possível dimensionar elementos de fundação.

Tabela 1: Classificação dos solos quanto à compactidade e consistência.

| SOLO | ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N | DESIGNAÇÃO |
|---------------------------|--------------------------------------|---------------------------|
| Areia e siltes arenoso | ≤ 4 | Fofa (o) |
| | 5 a 8 | Pouco compacta (o) |
| | 9 a 18 | Medianamente compacta (o) |
| | 19 a 40 | Compacta (o) |
| | >40 | Muito Compacta (o) |
| Argilas e silte argilosos | ≤ 2 | Muito Mole |
| | 3 a 5 | Mole |
| | 6 a 10 | Média (o) |
| | 11 a 19 | Rija (o) |
| | >19 | Dura (o) |

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2001)

2.2 Tipos de Fundações

Segundo Barros (2011), fundações são elementos da estrutura encarregados de transferir ao subsolo as cargas da estrutura. É um setor de grande responsabilidade na construção civil, pois influencia o comportamento da superestrutura, onde seu conhecimento é baseado na Mecânica dos Solos, referenciada na NBR 6122, 2010, Projetos e execução de fundações.

Reconhecendo que a engenharia de Fundação não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza, os critérios e procedimentos constantes dessa norma procuram traduzir o equilíbrio condicionante, técnico, econômico e de segurança usualmente aceito pela sociedade na data de sua publicação. (NBR 6122, 2010 Escopo, nota 1).

2.2.1 Fundações Rasas ou Fundações Diretas

Fundações Rasas ou fundações Diretas são elementos que resistem a carga transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob base, onde a profundidade de assentamento (D) é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação (B) (NBR 6122, 2010).

Quanto aos tipos de fundações superficiais há:

- a) Bloco: Elemento de fundação superficial de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armaduras, devido sua grande altura, o que lhe confere “rigidez” apreciável (CAPUTO, 2010);
- b) Sapatas: Elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo às tensões de tração nele resultante sejam resistidas por armaduras dispostas para esse fim, por isso que as sapatas tem menor altura que os blocos. São “semiflexíveis” ao contrário do bloco que trabalha a compressão simples, as sapatas trabalha a flexão (CAPUTO, 2010);
- c) Sapata corrida: Também conhecida como Baldrame ou Viga de fundação, são sapatas sujeita a ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (DIRCEU, 2011);
- d) Grelha: São elementos de fundação constituídos por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares, tipo não citado na norma NBR 6122, 2010 (DIRCEU, 2011);
- e) Sapata Associada: São sapatas que recebem mais de um pilar;
- f) Radier: São elemento de fundação superficial que recebe parte (radier parcial) ou todos os pilares de uma estrutura, (radier geral).

2.2.2 Fundações Profundas ou Fundações Indiretas

Nas fundações profundas as cargas são transmitidas ao terreno pelas tensões distribuídas sob base (resistência de ponta) e/ou por sua superfície lateral (resistência de fuste), devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua dimensão em planta ($D > 2B$), e no mínimo 3 metros (NBR 6122, 2010).

É utilizada quando a capacidade de cargas superficial do solo é inadequada ao suporte de cargas a ser aplicada.

As fundações profundas são classificadas em três grupos:

- a) Estacas: Elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos e ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas;
- b) Tubulão: Elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos em sua etapa final, a descida de uma pessoa se faz necessária para alargamento da

base ou pelo menos limpeza do fundo de escavação, uma vez que nesse tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta;

- c) Caixaão: Elemento de fundação profunda de forma prismática, concretando na superfície e instalado por escavação interna, não citado na norma NBR 6122, 2010 (Dirceu, 2011).

2.2.2.1 Estacas tipo Hélice Contínua

A norma NBR 6122 descreve esse tipo de estaca como de concreto moldado *in loco* executada concreto pela própria haste central do trado, a medida que é retirado do solo. A armadura é colocada sempre após a concretagem da estaca.

Utilizada nos Estados Unidos e na Europa desde a década de 1970, foram introduzidas em nosso país no final da década de 1980, pelas suas vantagens principais como baixo nível de vibrações e elevada produtividade mediante a introdução no terreno, por rotação de um trado helicoidal contínuo e de injeção detém uma grande aceitação (LOPES, 2011).

Há uma discussão técnica quanto à classificação das estacas tipo hélice contínua, se devem ser consideradas como estacas escavadas tradicionais, cujo processo de execução, se houver retirada de praticamente todo solo no espaço onde será constituída à estaca, sendo está classificada como estaca “de substituição”. Porém, se no processo executivo houver um deslocamento lateral do solo para que seja criado um espaço para a estaca, ela pode ser considerada uma estaca “sem deslocamento” (DIRCEU, 2011).

As diferenças dependem tanto do uso dos trados especiais ou do procedimento de introdução do trado convencional.

- Metodologia executiva

As fases de execução da estaca Hélice Contínua são: perfuração, concretagem simultânea à extração da hélice do terreno e colocação da armadura.

- Perfuração

A perfuração consiste em cravar a hélice no terreno por meio de um movimento rotacional colocada no seu topo, até a profundidade determinado no projeto, sem que seja retirada da perfuração em nenhum momento.

De acordo com (TOROZZO, 1998 *apud* HACHICH, 1998) na fase da perfuração a única força vertical atuante é o peso próprio da hélice com o solo nele contido. A perfuração é contínua, sem a retirada da hélice do terreno, garantindo assim o não alívio significativo do solo tornando possível a sua execução tanto em solos coesivos quanto em solos arenosos, na presença ou não do lençol freático.

- Concretagem

Obtendo-se a profundidade desejada em projeto, o concreto é bombeado sem interrupções, através do tubo central, à medida que a hélice é retirada sem girar ou, no caso de solo arenoso, girando-se lentamente no mesmo sentido em que foi perfurado.

A velocidade da hélice está diretamente relacionada com a pressão e o sobre consumo de concreto, fazendo com que não haja vazios quando se retira a hélice evitando assim possíveis estrangulamentos ou seccionamento do fuste da estaca.

O preenchimento da estaca com concreto é normalmente executado até a superfície de trabalho, sendo possível o seu arrasamento abaixo da superfície do solo, cuidando da estabilidade do furo no trecho não concretado e a colocação da armadura.

- Colocação da armadura

O método executivo da estaca hélice contínua exige que a armadura seja colocada após o processo de concretagem. A armação que recebe o nome de “gaiola”, devido sua forma é colocada na estaca manualmente ou com auxílio por operários da obra ou com auxílio de um peso ou vibrador.

Segundo Antunes (1998 *apud* HACHICH, 1998) as gaiolas devem ser constituídas de barras grossas, estribo helicoidal soldado nas barras longitudinais e a extremidade inferior levemente afunilada, para facilitar e evitar sua deformação no decorrer de sua introdução no concreto. As estacas submetidas a esforços de compressão normalmente não necessitam de

armação conforme a NBR 6122, ficando à escolha do projetista a armação de ligação com o bloco.

No caso das estacas submetidas a esforços transversais ou de tração e que exigem o uso de gaiolas longas, deve-se preferir o uso de espirais em substituição aos estribos e evitar as emendas por transpasse (TOROZZO, 1998 *apud* HACHICH, 1998).

- Controle da execução

O monitoramento dessas estacas pode ser realizado por meio de um computador ligado a sensores instalado na máquina. Com o resultado dessa monitoração, são obtidos os seguintes elementos:

- a) Comprimento da estaca;
- b) Torque;
- c) Inclinação;
- d) Velocidade de penetração do toque;
- e) Velocidade de extração do torque;
- f) Velocidade de rotação;
- g) Pressão no concreto;
- h) Volume do concreto;
- i) Sobre consumo de concreto, que pé a relação entre o volume consumido e o teórico calculado com base no diâmetro informado.

Segundo Alonso (1997 *apud* HACHICH, 1998), quando submetidas apenas a compressão, as estacas geralmente trabalham com uma tensão entre 5 e 6 Mega Pascal -Mpa. É recomendada uma sequência executiva que garanta que apenas se inicie a execução de uma estaca quando todas as outras situadas em um raio 5 vezes maior que o seu diâmetro, sendo executadas há pelo menos 24 horas (a NBR 6122 permite 12 horas). O espaçamento mínimo entre estaca paralela deve ser igual a 2,5 vezes o diâmetro e com distância mínima de eixo de uma estaca de divisa depende do equipamento usado. Os equipamentos com torque de até 35 KN.m permitem colocar o centro da estaca a 35 cm da divisa, os de maiores torques, requerem de 100 a 120 cm.

2.2.2.2 Estacas Pré-Moldadas

O concreto é aquele que melhor se presta à confecção de estacas, devido a sua resistência aos agentes e suportando às alternâncias de secagem e umedecimento, podendo-se executar tanto estacas de pequeno ou grande capacidade de carga.

As estacas pré-moldadas caracterizam-se por serem cravada no terreno por percussão, prensagem ou vibração e por fazerem parte desse grupo, elas são chamadas de “estacas de deslocamento” (ALONSO 1997 *apud* HACHICH, 1998).

As estacas pré - moldadas podem ser constituídas por um único elemento estrutural (madeira, aço, concreto armado ou protendido) ou pela associação de dois desses elementos (e não mais que dois), quando será denominada “estaca mista”.

As estacas pré-moldadas são moldadas em canteiro ou em usina e podem ser classificada quando a forma de confecção e quanto à armadura.

Segundo Lopes (2011) a grande vantagem das estacas pré-moldadas sobre as moldadas no terreno está na boa qualidade do concreto e no fato de que os agentes agressivos encontrados no solo não terão ação na pega e cura do concreto.

Como desvantagem principal, pode apresentar dificuldade de adaptação às variações do terreno, se a camada resistente apresentar variações em sua profundidade, sendo que a previsão de comprimento das estacas não for feita corretamente, terá um problema de corte ou emenda das estacas, acarretando prejuízos para a economia da obra.

Quando as estacas pré-moldadas necessitam de emendas, devem ser projetadas e executadas de forma que seja impedida a separação entre os elementos emendados, além de manter o alinhamento e suportar as cargas que ocorrem durante o processo de cravação da estaca.

De acordo com Lopes (2011) em relação ao espaçamento entre as estacas pré-moldadas, a NBR 6122 não determina valores, embora seja adotado espaçamento mínimo de 2,50 de seu diâmetro, porém nunca inferior a 60 cm. Em relação à divisa, o mesmo varia de acordo com equipamento utilizado na cravação da estaca.

2.2.2.3 Trado Mecânico

As fundações por estacas escavadas do tipo trado mecanizado são empregadas em grande escala nas edificações de pequeno e médio porte, principalmente no ramo de habitação popular de três a cinco pavimentos, pela baixa magnitude de cargas geradas nas fundações.

Sua simplicidade executiva, boa produtividade, níveis de vibrações quase nulos, o que minimiza riscos de danos em edificações ao entorno, permite aos construtores uma fundação de custo relativamente baixo e execução rápida. Este tipo de fundação é normalmente empregado em perfis de substrato que apresentam propriedade coesiva e acima do nível freático, por se tratar de uma escavação não revestida e sem uso de fluidos estabilizantes.

A execução deste tipo de estaca se faz através da perfuração por rotação de um trado helicoidal de comprimento usual de 1,00 m, acoplado a uma haste tipo Keller ou torre. Este tipo de estaca tem profundidade de alcance limitada pelo nível de água freático. Por se tratar de uma escavação sem o uso de revestimentos ou fluidos estabilizantes, é empregada em perfis de solo que apresenta uma determinada coesão (NBR 6122, 2010).

Quando total inserção do trado helicoidal no solo, o trado é retirado de forma estática e então se realiza a limpeza para que o material presente entre as pás do trado não caia na escavação. Assim que a cota de apoio for desejada, dá-se o início da inserção da armadura e posteriormente a sua concretagem. Antes da inserção da armadura, o fundo da cavidade da estaca é apiloado com um soquete, “pilão” de concreto fabricado na própria obra, visando a compactação da camada de solo solta no interior da cavidade para melhor desempenho de carga, bem como minimizar os possíveis recalques (HACHICH et al, 1998). O diâmetro de trados disponíveis no mercado pode variar usualmente de 0,30 m a 1,20 m e alcance de profundidade de até 25,0 m em média.

O controle executivo deve ser realizado ao longo de toda perfuração do fuste da estaca, onde deve ser avaliada a verticalidade da torre com fio de prumo ou outro processo de maior precisão, podendo ter no máximo um desaprumo de 1% em relação a sua profundidade, sem que haja a necessidade de intervenções (NBR 6122, 2010). Também é inspecionado de forma tátil-visual o solo escavado a fim de verificar a compatibilidade em relação à classificação do material junto ao perfil geotécnico apresentado nos boletins de sondagens, bem como estabilidade do maciço durante o processo de perfuração.

As vantagens deste método executivo são: baixo custo, vibração insignificante, alta produtividade e garantia da geometria circular, o que permite considerar com boa aproximação um cilindro perfeito, que propicia uma estimativa de volume de concretagem mais fidedigna.

As causas que interferem no bom desempenho deste tipo de estaca estão ligadas na maioria das vezes com o processo de execução. Porém, também pode haver alteração no desempenho devido a mudanças no teor de umidade natural do maciço.

Segundo Branco (2006), em relação ao desempenho das estacas devido ao processo executivo há uma redução das tensões confinantes do solo em função da remoção do mesmo pelo processo executivo, tanto no fundo da cavidade quanto ao longo do fuste da estaca podendo promover desprendimento das partículas sólidas por alívio de tensões na direção da escavação. Com isto, haverá uma redução na capacidade de absorção de cargas pelo solo, transmitidas pelo elemento estrutural de fundação.

A variação do teor de umidade do solo também pode interferir no desempenho das estacas. O teor de umidade também é alterado quando do aumento de precipitações, o que também pode reduzir o valor de sucção do solo. Com a diminuição do valor de sucção, há ocorrência de redução da coesão aparente do solo, o que pode provocar a queda de rigidez das ligações entre partículas sólidas e redução da resistência ao cisalhamento (GONÇALVES, 2006 *apud* CAPUTO, 2010).

2.2.2.4 Métodos semi-empíricos para dimensionamento de fundações profundas

A associação dos métodos de cálculo de recalque recebe o nome de semi-empíricos, se deve a introdução de correlações para as definições das propriedades de deformação dos solos. Essas correlações permitem a estimativa da deformação do solo por meio de ensaios de penetração estática ou de cone (CPT) e dinâmica (SPT). A filosofia contida nas mesmas é estabelecer, através de ajustes estatísticos, equações de correlação que tenham embutidos em sua essência, os princípios definidos nos métodos teóricos e/ou experimentais (HACHICH et al, 1998).

Correlações com boas probabilidades de acerto são aquelas obtidas de forma semi-empírica. A filosofia contida nas mesmas é estabelecer, através de ajustes estatísticos, equações de correlação que tenham embutidos em sua essência, os princípios definidos nos métodos teóricos e/ou experimentais (HACHICH et al, 1998).

Os métodos semi-empíricos foram desenvolvidos para prever recalques em areias, devido a dificuldade de realização de ensaio desse material em laboratório de maneira representativa de condições de campo. Em seguida passou também a ser aplicada e argilas parcialmente saturadas e, depois em argilas em geral (DIRCEU, 2011).

No Brasil, a sondagem a percussão, SPT é a investigação geotécnica mais realizada (MILITITSKY, 1986 *apud* HACHICI, 1998). A engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a Geotecnia do SPT. Por isso, há muito tempo, os profissionais tem a

preocupação de estabelecer métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas utilizando os resultados de sondagens à percussão.

2.2.2.5 Método de Aoki & Velloso 1975

O método Aoki & Velloso foi desenvolvido a partir da correlação entre os resultados de provas de cargas em estaca e SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados de SPT quanto de ensaio de CPT. Os autores partiram de correlações estabelecidas para os solos brasileiros entre o N e a resistência UNITÁRIA de ponta RP em Kgf/cm², pode-se escrever:

$$RP = K \cdot N$$

Tabela 2: Valores de K (Aoki & Velloso 1975)

| TIPOS DE SOLO | K |
|----------------------------------------------|----------|
| Argilas, argilas siltosas e siltes argilosos | 2,0 |
| Argilas arenosas e siltes arenosos | 3,5 |
| Siltes arenosos | 5,5 |
| Areias argilosas | 6,0 |
| Areias | 10,0 |

Fonte: Aoki & Velloso, 1975

Para a resistência UNITÁRIA por atrito lateral local no ensaio do cone, preferiu-se adotar correlações estabelecidas por (Begemann,1965 *apud* HACHICH, 1998) entre este parâmetro e a resistência de ponta:

$$R_1 = \alpha \cdot RP$$

Tabela 3: Valores de α (Aoki & Velloso 1975)

| TIPOS DE SOLOS | α (%) |
|------------------------|--------------------------------|
| Areias finas e médias | 1,2 – 1,6 |
| Areias siltosas | 1,6 – 2,2 |
| Siltes areno-argilosos | 2,2 – 4,0 |
| Argilas | > 4,0 |

Fonte: Aoki & Velloso, 1975

O emprego deste método se faz utilizando um coeficiente de conversão (K) correlacionado com o índice de resistência à penetração estática do ensaio de CPT para a resistência à penetração do SPT (Nspt). A formulação da capacidade de carga última é dada pela equação:

$$R'_p = \frac{R_p}{F1} = \frac{K.N}{F1}$$

$$R'_1 = \frac{R_1}{F2} = \frac{\alpha.K.N}{F2}$$

Os coeficientes F1 e F2 levam em consideração a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores foram determinados por comparações com resultados de provas de carga: Os valores de F1 e F2 foram inicialmente avaliados para estacas Franki, Metálica, Pré- moldada de concreto e depois escavada sem distinção do diâmetro. Posteriormente estes valores foram reavaliados (1988) e sugeridos novos parâmetros para outras estacas, assim como, para os valores apresentados na TAB. 2 de coeficientes K e α . Estes valores foram publicados por Laprovitera (1988 *apud* HACHICH, 1998) em dissertação de mestrado.

Tabela 4: Valores dos coeficientes F1 e F2

| TIPO DE SOLO | F1 = reavaliados | F2 = reavaliados |
|---------------------------------|------------------|------------------|
| | (1988) | (1988) |
| Franki | 2,5 | 5,0 – 2,0 |
| Metálica | 1,75 – 1,7 | 3,5 – 3,0 |
| Pré-moldada de concreto D<60 cm | 1,75 – 1,9 | 3,5 – 1,4 |
| Pré-moldada de concreto D>60 cm | 2,5 | 1,4 |
| Escavada D< 60cm | 3,0 – 6,1 | 6,0 – 5,2 |
| Strauss | 4,2 | 3,8 |

Fonte: Aoki & Velosso, 1988

A fórmula geral para o cálculo da capacidade de carga é:

$$P_R = \Delta p \cdot \frac{K.N}{F1} + \sum_{C_p}^{C_a} U \cdot \Delta I \cdot \frac{\alpha.K.N}{F2}$$

A_p = área da ponta ou base da estaca;

U = perímetro da seção transversal da estaca;

C_a = cota de arrasamento;

C_p = cota da ponta.

Partindo das tabelas 2 e 3 foram estabelecidos para K e α os valores constantes da tabela 5 (obs.: $1 \text{ Kg/cm}^2 = 100 \text{ KPa} = 0,1 \text{ MPa}$).

Tabela 5: Valores de K e α

| TIPO DE SOLO | K (Kgf/cm) – reavaliados (1988) | α (%) - reavaliados (1988) |
|------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| Areia | 10,0 – 6,0 | 1,4 |
| Areia siltosa | 8,0 – 5,3 | 2,0 – 1,9 |
| Areia silto argilosa | 7,0 – 5,3 | 2,4 |
| Areia argilosa | 6,0 – 5,3 | 3,0 |
| Areias argilo-siltosa | 5,0 – 5,3 | 2,8 |
| Silte | 4,0 – 4,8 | 3,0 |
| Silte arenoso | 5,5 – 4,8 | 2,2 - 3,0 |
| Silte areno-argiloso | 4,5 – 3,8 | 2,8 - 3,0 |
| Silte argiloso | 2,3 – 3,8 | 3,4 |
| Silte argilo-arenoso | 2,5 – 3,8 | 3,0 |
| Argila | 2,0 – 3,8 | 6,0 |
| Argila arenosa | 3,5 – 4,8 | 2,4 – 4,0 |
| Argila areno - siltosa | 3,0 – 3,0 | 2,8 – 4,5 |
| Argila siltosa | 2,2 – 2,5 | 4,0 – 5,5 |
| Argila silto-arenosa | 3,3 – 3,0 | 3,0 – 5,0 |

Fonte: Aoki & Velloso, 1975

2.2.2.6 Método de Décourt - Quaresma 1978

O método Décourt - Quaresma é baseada na determinação da capacidade de carga de estaca baseado em resultados obtidos a partir do ensaio de SPT. Esse método foi aplicado primeiramente em estacas pré- moldadas de concreto e posteriormente Décourt - Quaresma

(1982 apud VELLOSO e LOPES, 2011, p. 267) aperfeiçoaram o método para análise da capacidade de carga lateral.

Tabela 6: Valores de K (KN/m²)

| TIPO DE SOLO | K (KN/m ²) |
|------------------------------------|------------------------|
| Argilas | 120 |
| Siltes Argilosos (solos residuais) | 200 |
| Siltes Arenosos (solos residuais) | 250 |
| Areias | 400 |

Fonte: Décourt – Quaresma, 1978

Décourt (1996 apud HACHICH, 1998) introduziu fatores nas parcelas de capacidade de carga de ponta e capacidade de carga lateral, chamados α e β respectivamente, de modo que a expressão final de capacidade de carga é apresentada pela equação 2.19. Estendendo-se a aplicação do método para estacas escavadas em geral, hélice contínua, bem como para estacas injetadas (Décourt, 1996 apud HACHICH, 1998).

$$Q_{ult} = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot \sum [\beta \cdot (N_{l,m} + 1) \cdot \Delta l]$$

Em que:

C = coeficiente característico do solo;

N_p = número médio de índice de N_{spt} , na ponta da estaca, obtido a partir do somatório do N_{spt} do nível da ponta, do nível imediatamente superior a ponta e do nível imediatamente abaixo da ponta;

A_p = área transversal da ponta da estaca;

U = perímetro da estaca, suposto constante;

$N_{l,m}$ = número médio de índice de SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca;

Δl = trecho do comprimento da estaca.

Para determinação do valor de $N_{l,m}$, os valores de N_{spt} menores que três devem ser considerados iguais a três, os valores maiores que 15 devem ser considerados iguais a 15, para estacas de 26 deslocamentos e estacas escavadas com bentônica. Os valores dos coeficientes

característicos do solo (C) o qual relaciona a resistência de ponta com o N_p em função do tipo de solo podem ser obtidos pela TAB. 7 e TAB. 8 a seguir:

Tabela 7 – Valores atribuídos ao coeficiente α

| SOLO/ ESTACA | CRAVADA | ESCAVADA (EM GERAL) | ESCAVADA (COM BENTONITA) | HÉLICE CONTÍNUA | RAIZ | INJETADA S (ALTA PRESSÃO) |
|-------------------------|----------------|------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|-------------|------------------------------------------|
| Argilas | 1,0 | 0,85 | 0,85 | 0,30 | 0,85 | 1,0 |
| Solos Residuais | 1,0 | 0,60 | 0,60 | 0,30 | 0,85 | 1,0 |
| Areias | 1,0 | 0,50 | 0,50 | 0,30 | 0,85 | 1,0 |

Fonte: Quaresma *et al.*, (1996)

Tabela 8 – Valores atribuídos ao coeficiente β

| SOLO/ ESTACA | CRAVADA | ESCAVADA (EM GERAL) | ESCAVADA (COM BENTONITA) | HÉLICE CONTÍNUA | RAIZ | INJETADA S (ALTA PRESSÃO) |
|-------------------------|----------------|------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|-------------|------------------------------------------|
| Argilas | 1,0 | 0,85 | 0,90 | 1,0 | 1,5 | 3,0 |
| Solos Residuais | 1,0 | 0,65 | 0,75 | 1,0 | 1,5 | 3,0 |
| Areias | 1,0 | 0,50 | 0,60 | 1,0 | 1,5 | 3,0 |

Fonte: Quaresma *et al.*, (1996)

2.3 Capacidade de Carga

A capacidade de carga de ruptura de fundações profundas, com objetivo de evitar seu colapso ou o escoamento do solo que lhe confere sustentação, é definida pelo menor dos dois valores seguintes:

- a) Resistência estrutural do material que compõe o elemento de fundação;
- b) Resistência do solo que lhe confere suporte.

O conceito de carga de ruptura é relativamente diverso, dependendo da definição do seu autor. Segundo Décourt a carga de ruptura “é definida como sendo a carga corresponde a deformação de ponta (ou do topo) da estaca correspondente ao valor de 10% de seu diâmetro,

no caso de estacas de deslocamento (grande ou pequeno) e de estacas escavadas em argilas, e de 30% de seu diâmetro, no caso de estacas escavadas em solos granulares.

A capacidade de carga admissível final continuará dependendo de dados do solo e da profundidade de implantação do elemento, além do tipo da estaca. (Giugliani, E., 2006 - Notas de Aula - Estruturas de Concreto Armado III - Departamento de Engenharia Civil, PUCRS).

A determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser feita por fórmulas estáticas (teóricas ou empíricas), fórmulas dinâmicas, ou provas de carga. Existem várias teorias de capacidade de carga, devidas a diferentes autores.

A determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada pode ser feita por fórmulas estáticas (teóricas ou empíricas), fórmulas dinâmicas, ou provas de carga. Existem várias teorias de capacidade de carga, devidas a diferentes autores.

- a) Prova de Carga A avaliação da carga de ruptura de uma estaca pode ser feita através da interpretação das curvas carga-recalque obtidas de provas de carga estáticas executadas por diversos métodos. Entre eles podem ser citados o prescrito na NBR-6122, o de Davisson e o de Van der Veen. A utilização deste procedimento, no entanto se justifica para grandes obras ou para aquelas em que há muita incerteza no seu dimensionamento.
- b) Formulação Estática Utiliza-se de métodos convencionais da Mecânica dos Solos para a avaliação, a partir de parâmetros previamente determinados
- c) Formulação Dinâmica Utiliza-se de dados obtidos no campo, na cravação da estaca.

2.4 Metodologia

2.4.1 Campo Experimental

As sondagens foram executadas na região de Viçosa, em solo residual jovem de gnaiss. Entende-se por solo residual, o solo derivado dos devido a processos de alteração e decomposição de maciços rochosos não tenha sido transportado de seu local de origem.

Os solos residuais são compostos não apenas de grãos, mais de agregados e cristais de minerais alterados, pontes estabelecidos por cimentos depositados, grumos de argilominerais, e partículas de resistência variada, com uma tendência à quebra quando

submetida a carregamentos. Por isso, um conhecimento aprofundado do gênese e composição do solo se faz necessário para compreensão de seu comportamento mecânico.

As sondagens de simples reconhecimento do subsolo para fins de fundação foram executadas segundo as recomendações da norma ABNT 6484/2001 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. O índice NSPT foi obtido pela cravação de amostrador padrão de diâmetro externo de 50,8 mm \pm 2 mm e diâmetro interno de 34,9 mm \pm 2 mm, cravado com martelo padronizado de massa total igual a 65 kg. A composição de perfuração e de cravação do amostrador padrão é constituída por hastes de aço com diâmetro interno 25 mm (Dext = 33,4 mm \pm 2,5 mm e Dint = 24,3 mm \pm 5 mm) e peso teórico de 32 N/m.

A realização da sondagem à percussão (NBR 6484/2001) envolve a realização de três etapas básicas: a perfuração ou avanço do furo de sondagem; a cravação do amostrador padrão e obtenção do índice de resistência à penetração (NSPT), e a coleta de amostras deformadas de solo. A presença do nível d'água freático é anotada sempre que o mesmo estiver presente.

A posição relativa do NA freático pode variar sazonalmente em função dos períodos chuvosos e de seca típicos de cada região. No momento da execução de qualquer obra que envolva escavação abaixo do NA é recomendado a verificação do mesmo através de escavação de poço de observação.

Uma observação importante, é a classificação do material coletado que segue as recomendações importantes da NBR 6484/2001.

2.4.2 Obra 1

Esta obra se trata de um edifício comercial que será edificado no endereço Rua Prof. Cid Martins Batista– Viçosa, MG.

Para determinação do perfil de solo e características geológico-geotécnicas dos solos perfurados, foram realizados 03 furos de sondagem designados SP-01, SP-02 e SP-03 cuja localização está indicada pelo ANEXO A. Tomando - se como base a sondagem SP-01, consta um solo heterogêneo, com seus respectivos valores de NSPT.

Até a profundidade de 3,50 m, encontra-se um solo silte arenoso, com pouca argila marrom mole a rijo. Da cota de 3,50 a cota de 8,00 m o solo é classificado como argila siltosa marrom avermelhada rija a dura com presença de pedregulho grosso. E a partir da

profundidade de 8,00 m até a cota de 11,50 o solo encontrado é silte arenoso muito compacto (solo residual).

Com os resultados obtidos pela sondagem SP-01, foram atribuídas cargas utilizadas para correlacionar com os NSPTs. As fundações utilizadas foram em trado mecanizado com diâmetro de 40 e 50 cm e estaca pré – moldada de concreto de 20 x 20cm e 23 x 23cm usando os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. As cargas utilizadas para correlacionar com os NSPTs foram de 50 tn, 80tn, 100 tn, 120 tn, 200 tn e 250 tn. O estudo das fundações utilizando o trado mecanizado com diâmetro de 50 cm e a estaca pré-moldada de concreto de 20 x 20 cm estão em APENDICE A.

2.4.2.1 Metodologia

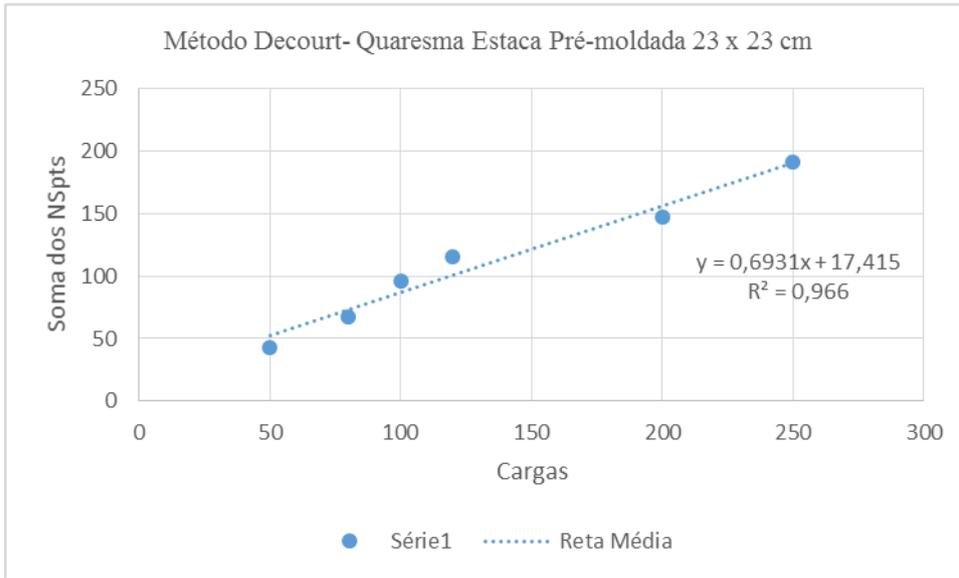
Fixam-se as cargas admissíveis e com os dados da sondagem, calcula-se a soma dos NSPTs. Com os valores obtidos foi criado um gráfico de regressão linear, encontrando-se a equação da reta. Para valores do eixo das ordenadas, foram atribuídos os resultados da soma dos NSPTs e para os valores do eixo das abscissas foram atribuídos os valores das cargas. Com os resultados obtidos tanto pelo método de Aoki -Velloso quanto de Decourt - Quaresma, observa-se que a medida que o valor da carga aumenta, aumenta-se a profundidade do solo e com isso aumenta-se a sua resistência, o NSPT.

Tabela 9 - Método Decourt-Quaresma, estaca 23 cm x 23 cm para a obra 1

| Estaca pré - moldada 23 cm x 23 cm Decourt - Quaresma | |
|----------------------------------------------------------|----------|
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 43 |
| 80 | 67 |
| 100 | 96 |
| 120 | 115 |
| 200 | 147 |
| 250 | 191 |

Fonte: Próprio autor

Grafico 1 - Método de Decourt-Quaresma, estaca 23 cm x 23 cm para a obra 1



Fonte: Próprio autor

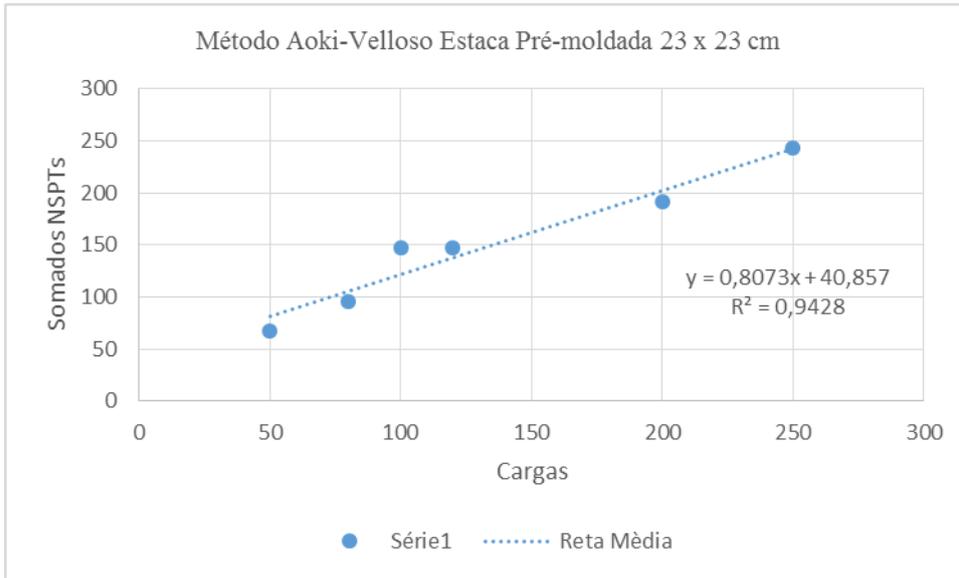
Tabela 10 - Método Aoki-Velloso, estaca 23 cm x 23 cm para a obra 1

Estaca pré - moldada 23 cm x 23
cm Aoki - Velloso

| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
|---------------|----------|
| 50 | 67 |
| 80 | 96 |
| 100 | 147 |
| 120 | 147 |
| 200 | 191 |
| 250 | 243 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 2 - Método Aoki-Velloso, estaca 23 cm x 23 cm para a obra 1



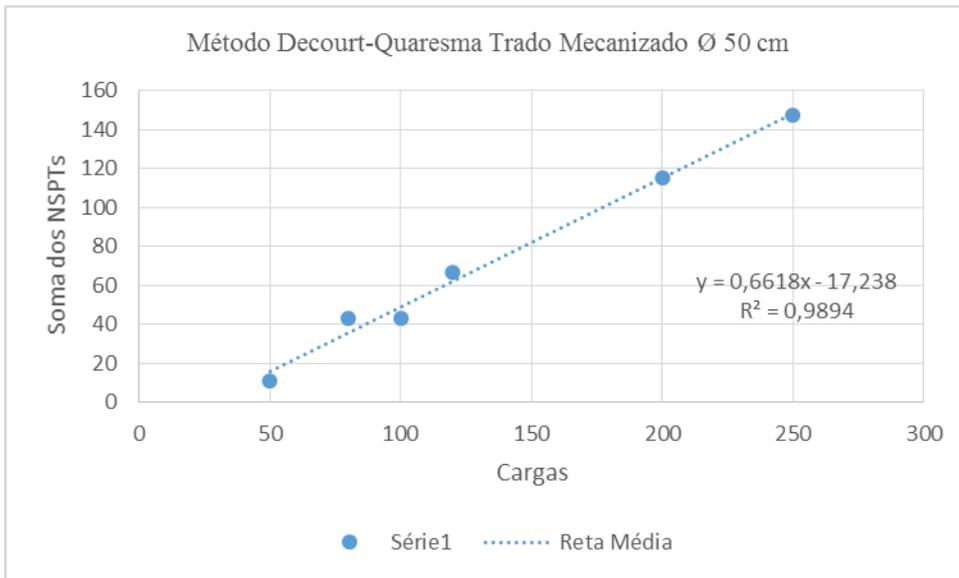
Fonte: Próprio autor

Tabela 11 – Método Decourt- Quaresma, trado \varnothing 50 cm para a obra 1

| Trado Mecanizado \varnothing 50 cm | |
|--------------------------------------|----------|
| Decourt - Quaresma | |
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 11 |
| 80 | 43 |
| 100 | 43 |
| 120 | 67 |
| 200 | 115 |
| 250 | 147 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 3 - Método Decourt- Quaresma, trado Ø 50 cm para a obra 1



Fonte: Próprio autor

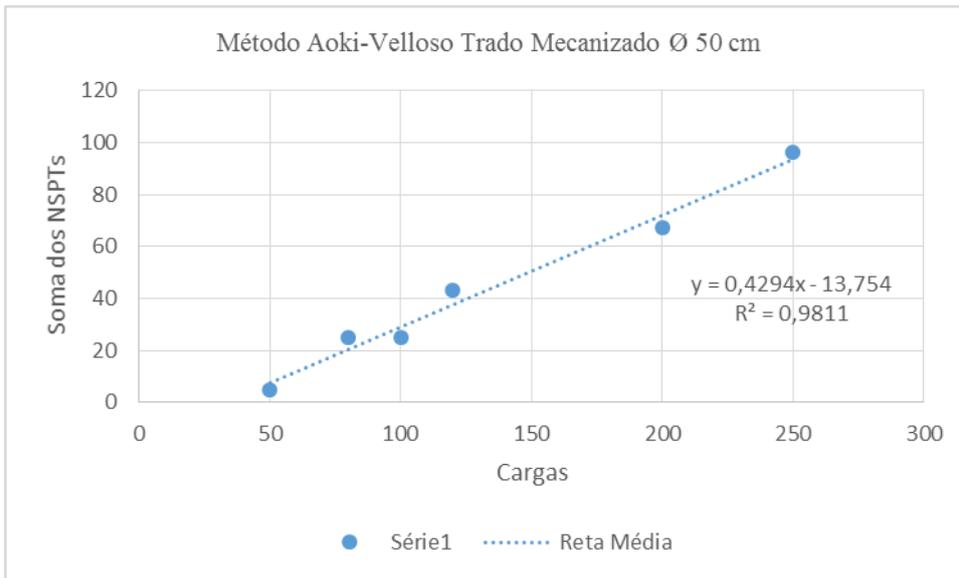
Tabela 12 – Método Aoki-Velloso, trado Ø 50 cm para a obra 1

Trado Mecanizado Ø 50 cm Aoki-Velloso

| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
|---------------|----------|
| 50 | 5 |
| 80 | 25 |
| 100 | 25 |
| 120 | 43 |
| 200 | 67 |
| 250 | 96 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 4 - Método Aoki-Velloso, trado Ø 50 cm para a obra 1



Fonte: Próprio autor

2.4.3 Obra 2

Localizado no endereço Rua Papa João XXIII, Viçosa-MG. Para determinação do perfil de solo e características geológico-geotécnicas dos solos perfurados, foram realizados 03 furos de sondagem designados SP-01, SP-02 e SP-03 cuja locação está indicada no ANEXO B. Tomando - se como base a sondagem SP-01, consta um solo heterogêneo, com seus respectivos valores de NSPT. Até a profundidade de 2,45 m, encontra-se um solo silte argilo com areia fina marrom roxeado mole. Da cota 2,45m à cota de 4,45m têm-se um solo de argila siltosa marrom amarelada mole a média. Da cota 4,45m até a profundidade de 9,00 m encontra-se um solo de argila siltosa marrom avermelhada média a rija. Após 9,00 m o solo encontrado é areia pouco siltosa marrom a cinza escuro muito compacta.

Com os resultados obtidos pela sondagem SP-01, foram atribuídas cargas utilizadas para correlacionar com os NSPTs. As fundações utilizadas foram em trado mecanizado com diâmetro de 40 e 50 cm e estaca pré – moldada de concreto de 20x20 e 23x23 usando os métodos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma. As cargas utilizadas para correlacionar com os NSPTs foram de 50 tn, 80tn, 100 tn, 120 tn, 200 tn e 250 tn (APENDICE B).

3 CONCLUSÃO

O ensaio de SPT determina as características, a posição do nível d'água de resistência dos solos em suas respectivas profundidades de ocorrência, determinando dentre outras características a posição do Nível d'água.

O processo de escavação altera o estado de tensões e a capacidade de carga do solo. Do ensaio SPT é que se obtém o NSPT e esse índice pode ser correlacionado com a resistência do solo.

O ensaio SPT pode sofrer influências de fatores que afetarão o resultado do NSPT, como procedimentos mecânicos e condições do solo.

A partir dos estudos comparativos entre as sondagens usando as fundações trado mecanizado e estaca pré- moldadas conclui-se que há uma proporção de quase 100% da variação da soma de NSPTs devido a variação das cargas. A medida que a carga é aumentada, a soma de NSPTs aumenta.

Com estudo, conclui-se uma relação direta entre as cargas e a soma dos NSPTs conforme se observa através da curva de correlação linear mostrada. Segundo a curva mostrada e conseqüente uma equação de correlação, pode-se obter uma previsão de NSPT para as diferentes cargas aplicadas.

Com o comparativo, pode-se também que tanto o método de Decourt – Quaresma de 1978 e o método de Aoki – Velloso de 1975, percebe-se que ambos há uma relação direta da soma dos NSPTs com as cargas, onde há uma influência no dimensionamento da fundação.

Sugere-se para trabalhos futuros a realização de novos testes de sondagens, em diferentes pontos com o intuito de se montar um banco de dados e posteriormente obter uma formula para dimensionar estacas, usando soma de NSPTs em detrimento aos métodos utilizados.

APENDICE A - Tabelas e gráficos das fundações utilizando o trado mecanizado com diâmetro de 50 cm e a estaca pré-moldada de concreto de 20 cm x 20 cm da obra 1

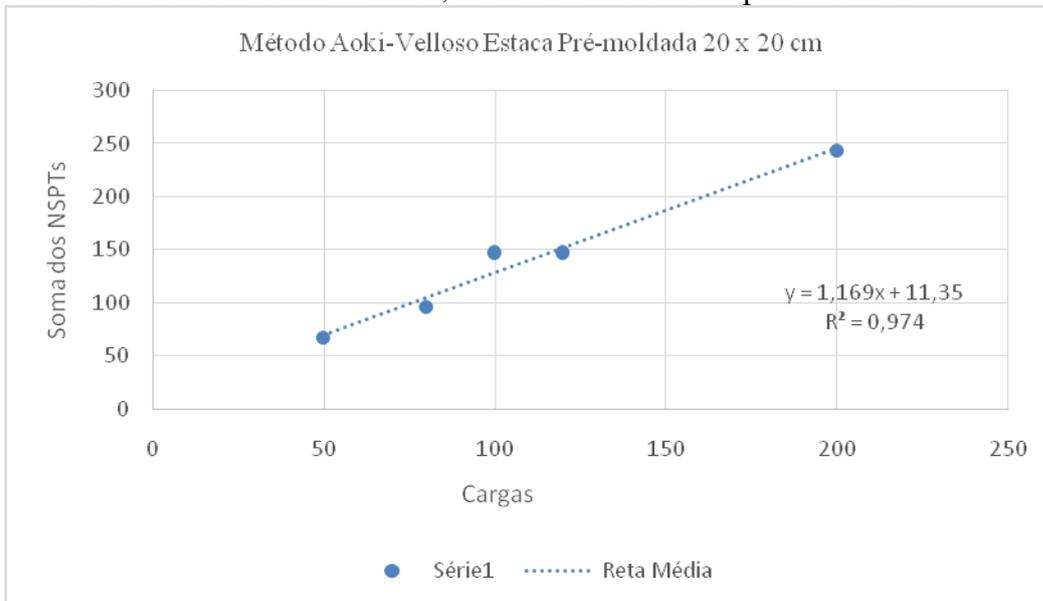
Tabela 1 – Método Aoki-Velloso, estaca 20 cm x 20 cm para a obra 1
Estaca pré - moldada 20 cm x 20

cm Aoki - Velloso

| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
|---------------|----------|
| 50 | 67 |
| 80 | 96 |
| 100 | 147 |
| 120 | 147 |
| 200 | 243 |
| 250 | - |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 1 – Método Aoki-Velloso, estaca 20 cm x 20 cm para a obra 1



Fonte: Próprio autor

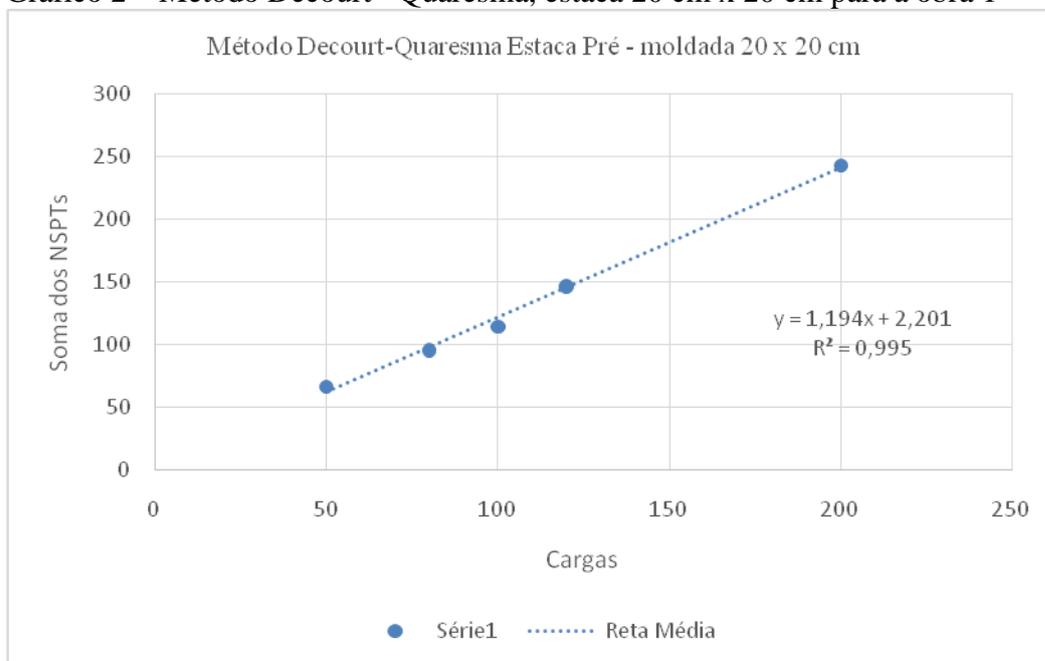
Tabela 2 – Método Decourt - Quaresma, estaca 20 x 20 cm para a obra 1
Estaca pré - moldada 20 cm x 20 cm

Decourt - Quaresma

| X (Cargas tf) | Y (NSPTs) |
|---------------|-----------|
| 50 | 67 |
| 80 | 96 |
| 100 | 115 |
| 120 | 147 |
| 200 | 243 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 2 – Método Decourt - Quaresma, estaca 20 cm x 20 cm para a obra 1



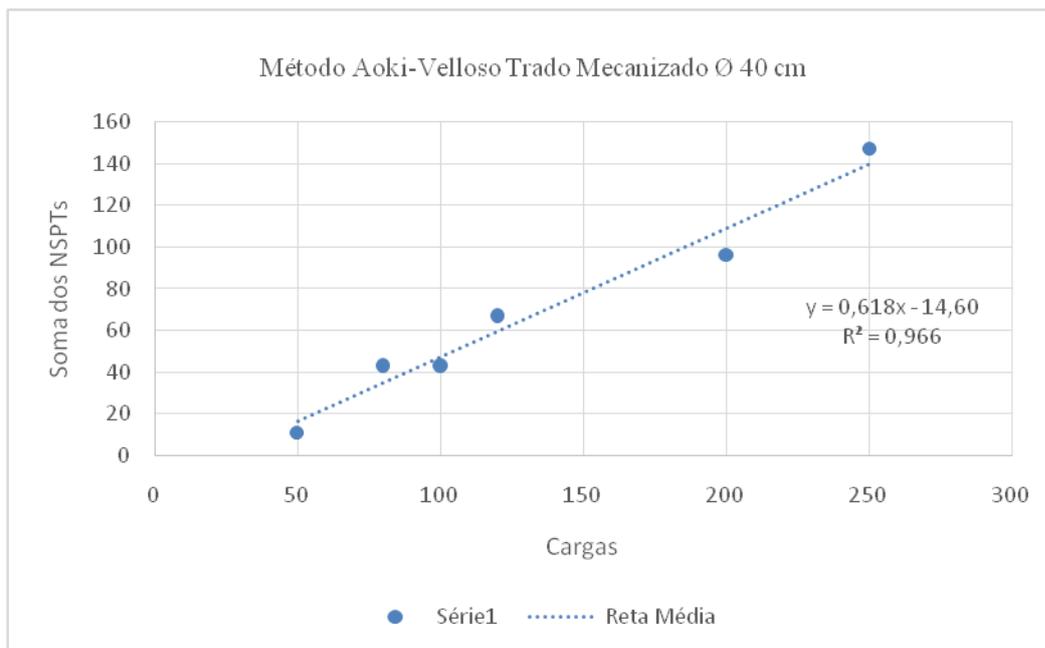
Fonte: Próprio autor

Tabela 3 – Método Aoki-Velloso, trado Ø 40 cm para a obra 1

| Trado Mecanizado Ø 40 cm Aoki - Velloso | |
|-----------------------------------------|----------|
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 11 |
| 80 | 43 |
| 100 | 43 |
| 120 | 67 |
| 200 | 96 |
| 250 | 147 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 3 – Método Aoki-Velloso, trado Ø 40 cm para a obra 1



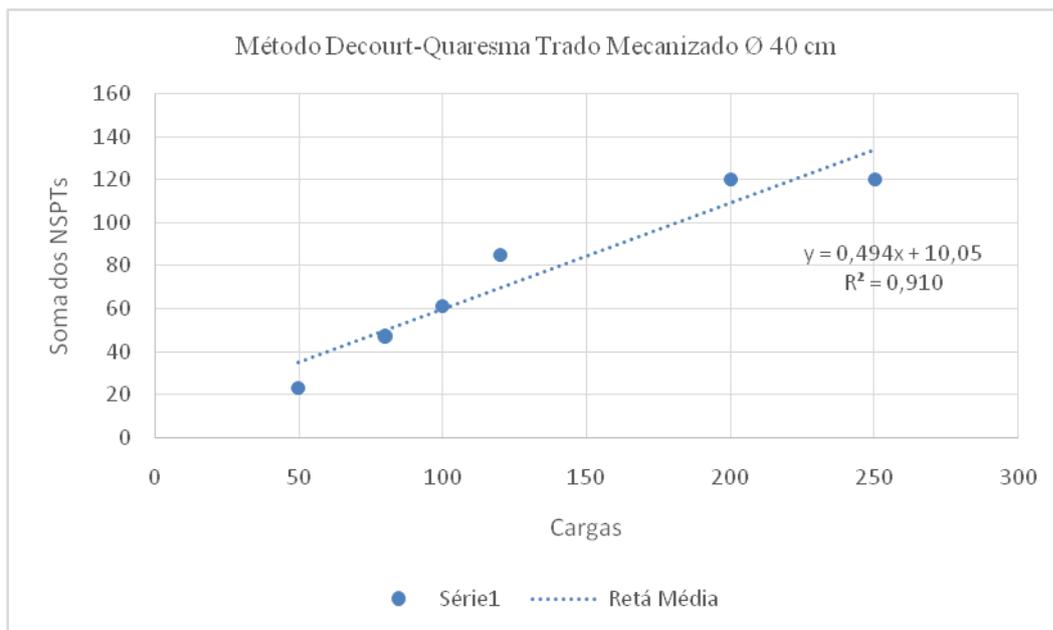
Fonte: Próprio autor

Tabela 4 – Método Decourt - Quaresma, trado Ø 40 cm para a obra 1

| Trado Mecanizado Ø 40 cm | |
|--------------------------|-----------|
| Decourt - Quaresma | |
| X(Cargas tf) | Y (NSPTs) |
| 50 | 23 |
| 80 | 47 |
| 100 | 61 |
| 120 | 85 |
| 200 | 120 |
| 250 | 120 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 4 – Método Decourt - Quaresma, trado Ø 40 cm para a obra 1



Fonte: Próprio autor

APENDICE B – Tabelas e gráficos referente à obra 2

Tabela 1 – Método Aoki-Velloso, estaca de 20 cm x 20 cm para a obra 2

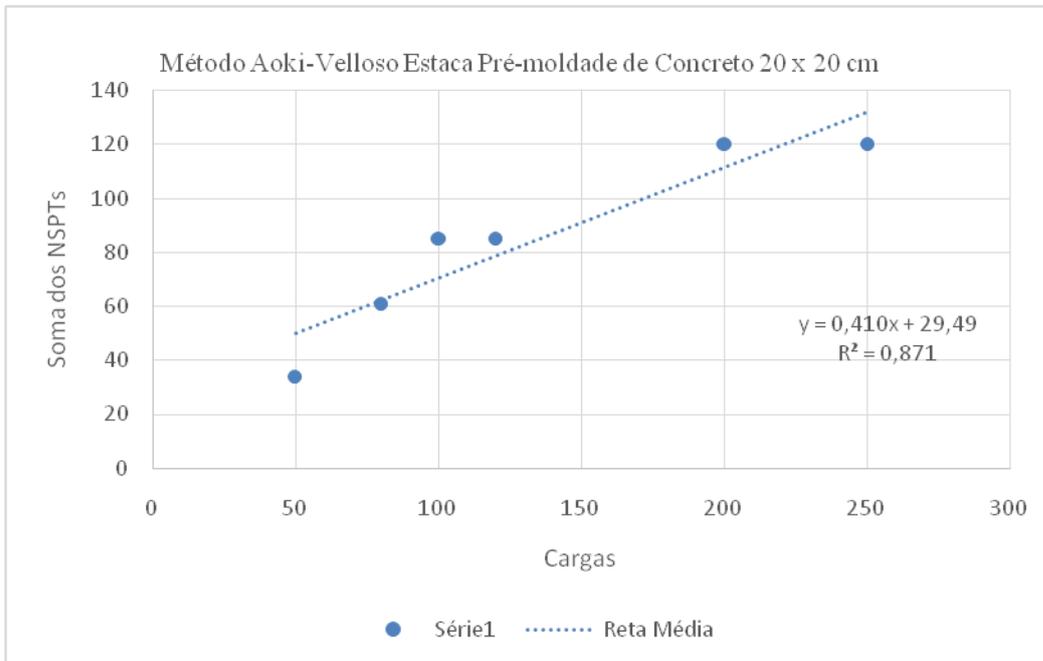
Estaca pré - moldada 20 cm x 20

cm Aoki - Velloso

| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
|---------------|----------|
| 50 | 34 |
| 80 | 61 |
| 100 | 85 |
| 120 | 85 |
| 200 | 120 |
| 250 | 120 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 1 - Método Aoki-Velloso, estaca de 20 cm x 20 cm para a obra 2



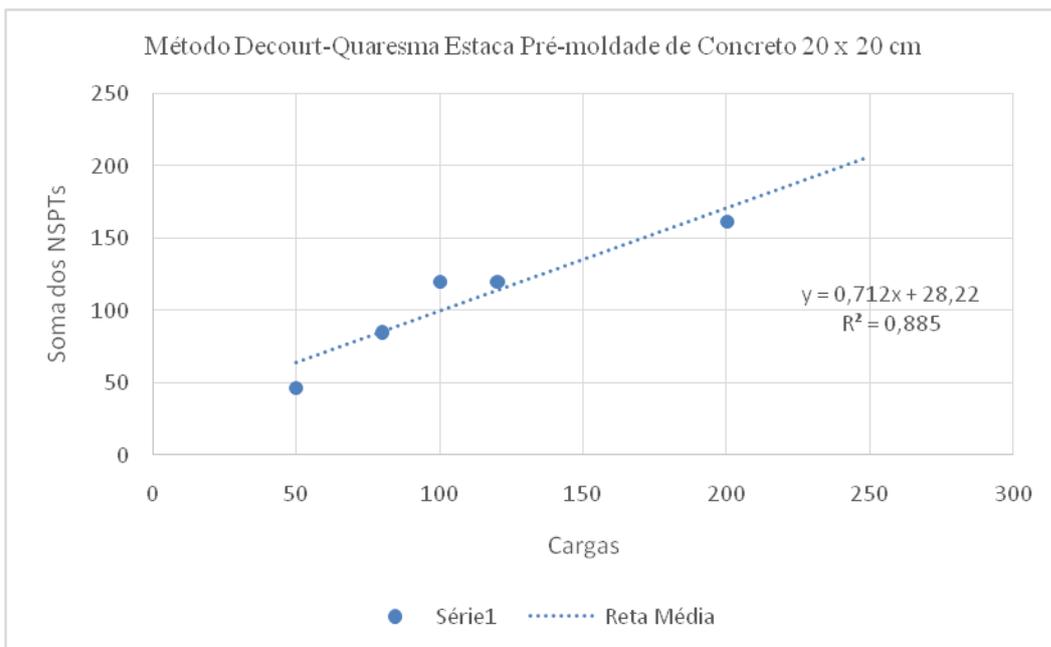
Fonte: Próprio autor

Tabela 2 – Método Decourt - Quaresma, estaca de 20 cm x 20 cm para a obra 2

| Estaca pré - moldada 20 cm x 20 cm Decourt - Quaresma | |
|-------------------------------------------------------|----------|
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 47 |
| 80 | 85 |
| 100 | 120 |
| 120 | 120 |
| 200 | 161 |
| 250 | - |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 2 – Método Decourt - Quaresma, estaca de 20 cm x 20 cm para a obra 2



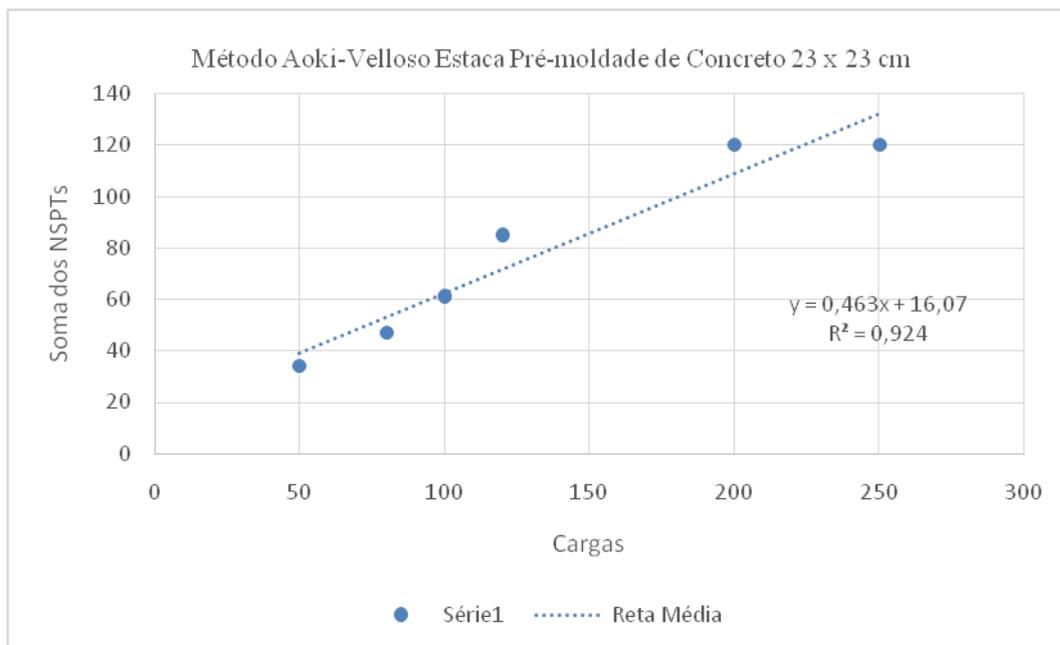
Fonte: Próprio autor

Tabela 3 – Método Aoki - Velloso, estaca de 23 cm x 23 cm para a obra 2

| Estaca pré - moldada 23 cm x 23 cm Aoki - Velloso | |
|---------------------------------------------------|----------|
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 34 |
| 80 | 47 |
| 100 | 61 |
| 120 | 85 |
| 200 | 120 |
| 250 | 120 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 3 – Método Aoki - Velloso, estaca de 23 cm x 23 cm para a obra 2



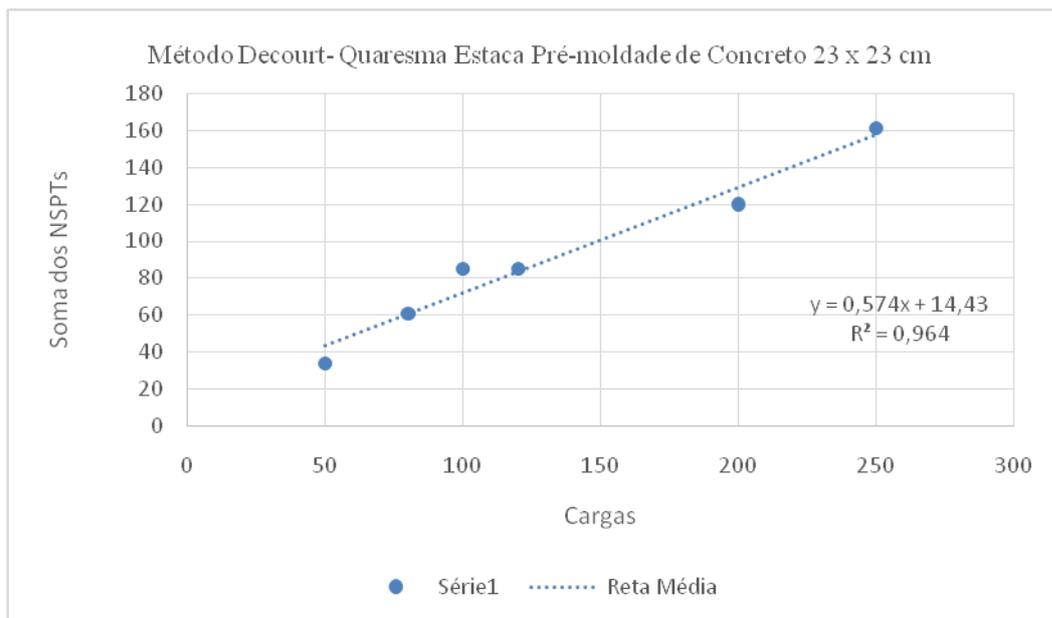
Fonte: Próprio autor

Tabela 4 – Método Decourt - Quaresma, estaca de 23 cm x 23 cm para a obra 2

| Estaca pré - moldada 23 cm x 23 cm Decourt - Quaresma | |
|-------------------------------------------------------|----------|
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 34 |
| 80 | 61 |
| 100 | 85 |
| 120 | 85 |
| 200 | 120 |
| 250 | 161 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 4 – Método Decourt - Quaresma, estaca de 23 cm x 23 cm para a obra 2



Fonte: Próprio autor

Tabela 5 – Método Aoki - Velloso, trado Ø 40 cm para a obra 2

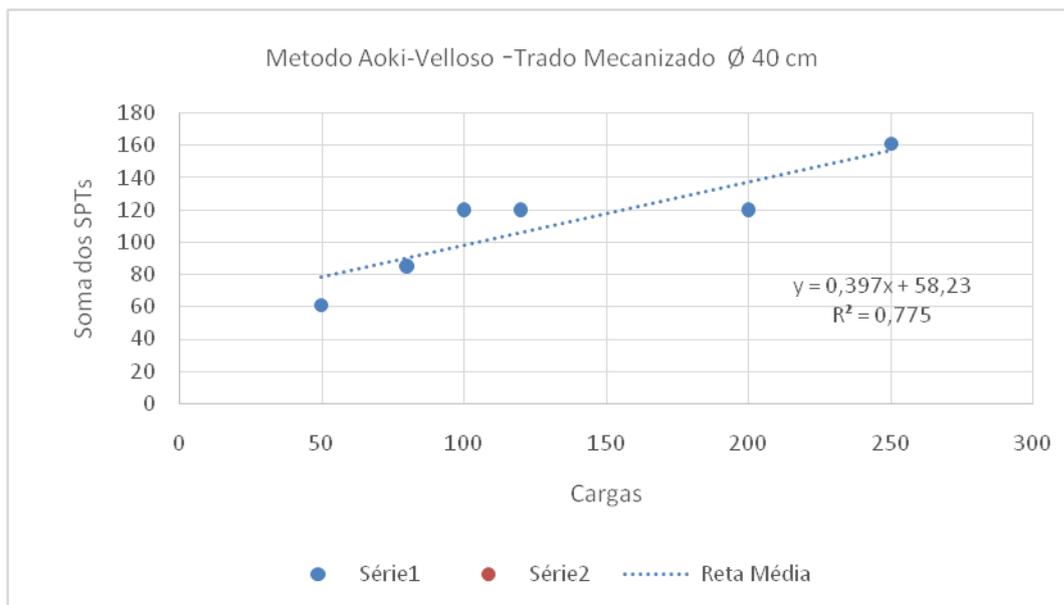
Trado Mecanizado Ø 40 cm Aoki -

Velloso

| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
|---------------|----------|
| 50 | 61 |
| 80 | 85 |
| 100 | 120 |
| 120 | 120 |
| 200 | 120 |
| 250 | 161 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 5 – Método Aoki - Velloso, trado Ø 40 cm para a obra 2



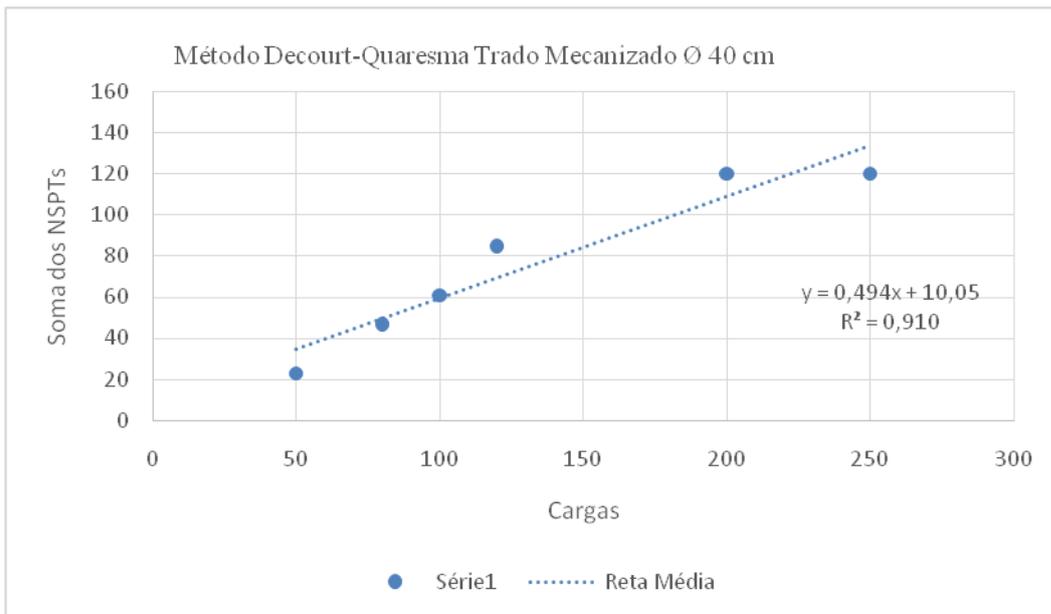
Fonte: Próprio autor

Tabela 6 – Método Decourt - Quaresma, trado Ø 40 cm para a obra 2

| Trado Mecanizado Ø 40 cm | |
|--------------------------|----------|
| Decourt - Quaresma | |
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 23 |
| 80 | 47 |
| 100 | 61 |
| 120 | 85 |
| 200 | 120 |
| 250 | 120 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 6 – Método Decourt - Quaresma, trado Ø 40 cm para a obra 2



Fonte: Próprio autor

Tabela 7 – Método Aoki - Velloso, trado Ø 50 cm para a obra 2

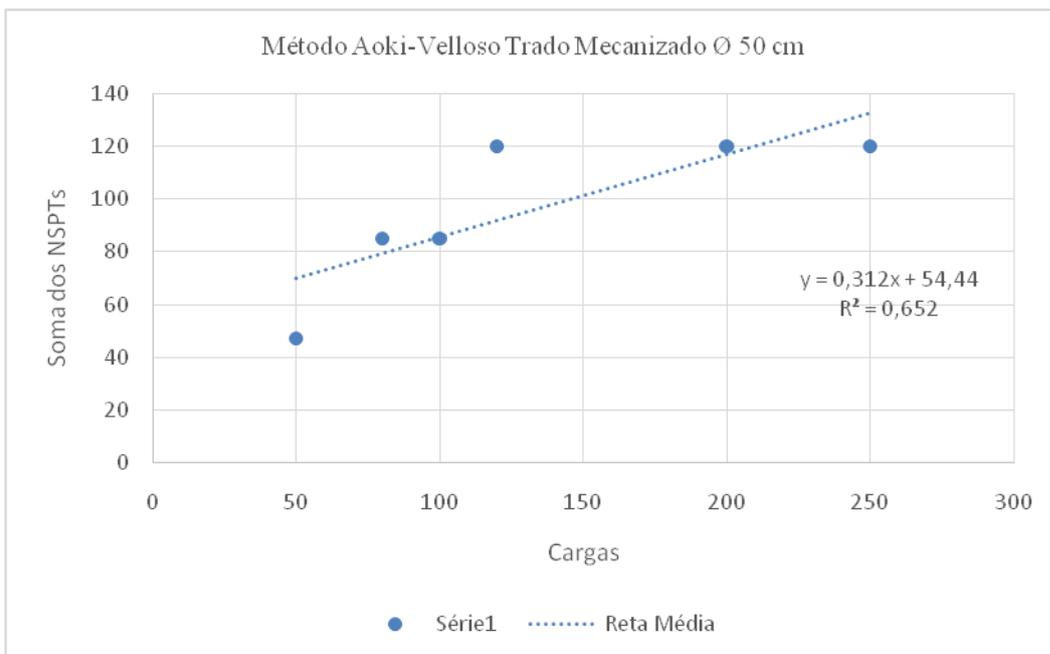
Trado Mecanizado Ø 50 cm Aoki -

Velloso

| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
|---------------|----------|
| 50 | 47 |
| 80 | 85 |
| 100 | 85 |
| 120 | 120 |
| 200 | 120 |
| 250 | 120 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 7 – Método Aoki - Velloso, trado Ø 50 cm para a obra 2



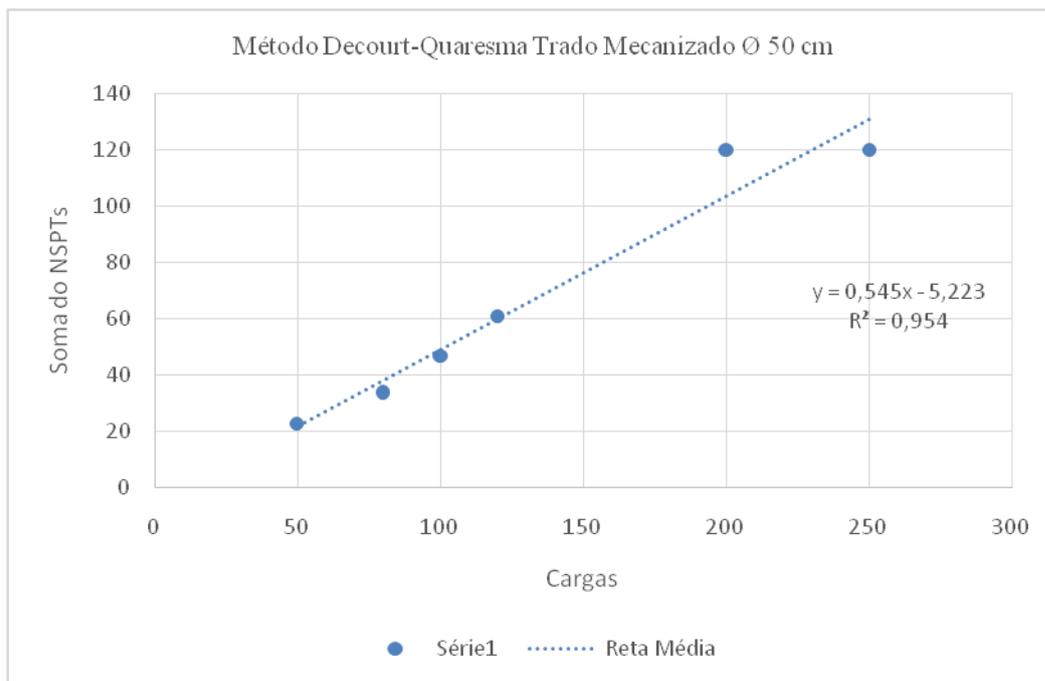
Fonte: Próprio autor

Tabela 8 – Método Decourt - Quaresma, trado Ø 50 cm para a obra 2

| Trado Mecanizado Ø 50 cm | |
|--------------------------|----------|
| Decourt - Quaresma | |
| X (Cargas tf) | Y(NSPTs) |
| 50 | 23 |
| 80 | 34 |
| 100 | 47 |
| 120 | 61 |
| 200 | 120 |
| 250 | 120 |

Fonte: Próprio autor

Gráfico 8 – Método Decourt - Quaresma, trado Ø 50 cm para a obra 2



Fonte: Próprio autor

REFERÊNCIAS

- AARQUITETA.COM.BR. **Fundação**. 2016. Disponível em: <<http://www.aarquiteta.com.br/blog/engenharia-e-construcao-civil/engenharia-fundacoes-os-diferentes-tipos-de-fundacoes/>> Acesso em: 23 de Setembro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE SERVIÇOS DE CONCRETAGEM. **Informações sobre concreto dosado em central**. São Paulo. Disponível em: <<http://abesc.org.br/informacoes-sobre-concreto-dosado-em-central/>>. Acesso em: 23 de Set. 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- _____. **NBR 8036**. Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios/ procedimento. Rio de Janeiro, 1983.
- _____. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT / Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício e seu acabamento**. 1.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1997.
- _____. **O edifício até sua cobertura**. 2.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1997.
- BARROS, C. **Fundações, técnicas construtivas e edificações**. 2011. Instituto federal de educação, ciência e tecnologia. Rio Grande do Sul, 2011.
- BELINCANTA, A. **Energia dinâmica no SPT – Resultados de uma investigação teórico experimental**. 1985. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985
- BRANCO, C. J. M. C. **Provas de carga dinâmica em estacas escavadas de pequeno diâmetro com ponta modificada**. 2006. 186f. Tese (Doutorado em Engenharia-Área Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2006
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010. 498p.
- CARVALHO, I. S. **Proposta para Certificação das Empresas de Sondagem à Percussão - SPT**. 2012. 94 f. Dissertação (Mestrado em Programa Engenharia de Edificações e Ambiental), Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologia – Universidade Mato Grosso, Cuiabá, 2012.
- CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R. **O SPT e alguns desvios da norma praticados no Brasil**. 2000. Universidade Federal do Sergipe, Sergipe, 2000.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. Capacidade de Cargas de Estacas a partir de Valores do SPT. *In: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS*. 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro. 1978.

HACHICH, Valdemar. *et al.* **Fundações: Teoria e Prática.**, 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751p.

JOPPERT JÚNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1.ed. São Paulo: Pini, 2007. 221p.

KLEIN N. S. **Locação de obra**. 2013. Setor de tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Paraná, 2013.

MARANGON, M. **Estacas Escavadas - Sem Deslocamento**. Geotecnia de Fundações. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2009. Disponível em <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF05-Funda%C3%A7%C3%B5es-Profundas-Estacas-Sem-Desloc.pdf>>. Acesso em: 08 nov. 2017

PEREIRA FILHO, E. **Sondagem a percussão metodologia executiva**. Geotecnia e Fundações. Montes Claros, 2016. Disponível em <<http://www.apl.eng.br/artigos/2016-METODOLOGIA-EXECUTIVA-SONDAGEM-PERCUSSAO-SPT.pdf>>. Acesso em: 06 nov. 2017.

_____. **Estacas escavadas – trado mecânico**. Geotecnia e Fundações. Montes Claros, 2016. Disponível em <<http://www.apl.eng.br/artigos/2016-METODOLOGIA-ESTACA-ESCAVADA-TRADO-MECANICO.pdf>>. Acesso em: 08 nov. 2017

SILVA, A. A. G. da. **Avaliação do efeito da modificação da ponta na capacidade de carga de estacas escavadas tipo trado mecanizado**. 2014. 116 f. Dissertação (mestrado em Geotecnia e Transportes)- Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014. Disponível em <<https://www.ufmg.br/pos/geotrans/images/stories/diss047.pdf>>. Acesso em: 08 nov. 2017.

TEIXEIRA, A. H. A Padronização da sondagem de simples reconhecimento. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS*, 1974, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1974. v. 3. p. 1-22.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. de R. **Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos: 2011. 568p. v.1.

WELTER, L. M. **Estudo Comparativo Entre Modelos de Obtenção de Tensão Admissível do Solo e Previsão de Recalques de Fundações Superficiais Baseados no NSPT e em Parâmetros de Resistência e Deformabilidade**. 2014. 110 f. Dissertação (Trabalho de conclusão de curso), Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul. 2014