



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

AMANDA VALVA FARIAS

**ANÁLISE DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS UTILIZANDO ENSAIO DE
CARGA ESTÁTICA PARA OBRA REALIZADA EM PALMAS – TO**

**PALMAS
2019**

AMANDA VALVA FARIAS

**ANÁLISE DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS UTILIZANDO ENSAIO DE
CARGA ESTÁTICA PARA OBRA REALIZADA EM PALMAS – TO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
à Coordenação do Curso de Engenharia Civil
do Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia - *Campus Palmas*, como
exigência à obtenção do grau em bacharel
em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me Edivaldo Alves dos
Santos

PALMAS

2019

Farias, Amanda Valva

Análise dos métodos semi-empíricos utilizando ensaio de carga estática para obra realizada em Palmas –TO / Amanda Valva Farias – Palmas, 2019. 86 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil do curso) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins - Campus Palmas, 2019.

Orientador: Prof. Me. Edivaldo Alves dos Santos

1. Fundação 2. Métodos semi-empíricos 3. Capacidade de carga I. Análise dos métodos semi-empíricos utilizando ensaio de carga estática para obra realizada em Palmas –TO

AMANDA VALVA FARIAS

**ANÁLISE DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS UTILIZANDO ENSAIO DE
CARGA ESTÁTICA PARA OBRA REALIZADA EM PALMAS – TO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia - *Campus Palmas*, como exigência à obtenção do grau em bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me Edivaldo Alves dos Santos

Aprovado em: 03 / 07 / 19

BANCA AVALIADORA



Me. Edivaldo Alves dos Santos (Orientador)

IFTO – *Campus Palmas*



Me. Cleber Decarli de Assis

IFTO – *Campus Palmas*



Eng. Augusto César Coelho Ferreira Júnior

DEDICATÓRIA

A Deus que me permitiu saúde para chegar até aqui, minha família que sempre me apoiou, meus pais, Elho e Paula, e meus amigos que acreditaram em mim.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus, que é a razão da minha existência, que me deu forças e condições de chegar até aqui e que me abençoa com sua graça e misericórdia todos os dias, sem ele nada seria possível.

A minha família que esteve me apoiando em tudo e me ajudando nos momentos difíceis e me compreendendo, vocês são minha base, tudo que fiz até aqui foi por vocês, meu pai Elho, minha mãe Paula, minha vó Maria, meu vó Reis e vó Antônio (in memoriam), sei que o senhor estaria orgulhoso de mim;

Aos meus amigos, todos! Absolutamente todos que estiveram ao meu lado nos momentos difíceis, que acreditaram em mim e que me ajudaram, ajudaram muito mesmo. Amo vocês;

Em especial: Jessievane Jardeir, que me fez iniciar o TCC e ficou me cobrando ele; Júlia Costa e toda sua família que eu amo como se fosse minha; Renan Carvalho, você tem participação muito especial nessa conquista, sou muito grata a você e Luciano Ayres;

Aqueles que me ajudaram de longe, mandando boas energias e acreditando em mim;

Ao meu orientador professor Me. Edivaldo Alves dos Santos, pelo suporte, paciência e amizade;

Aos PET-amigos, minha última turma do PSID, Meus Professores Gilson e Moacyr, a Maraísa, muito obrigada por tudo;

Aos meus parceiros de trabalho, que sempre torceram por mim e me apoiaram: Edison Greca, Wilson, Silas, Anna, Enoque, Augusto e Pr. Adelson;

A minha banca pela disposição em participarem e contribuírem com este trabalho.

*“Nem olhos viram, nem ouvidos ouviram, nem ninguém jamais imaginou o que
Deus tem preparado para aqueles que o amam”*

I Coríntios 2;9

RESUMO

Nos projetos de fundações, devem ser considerados aspectos como a capacidade de carga do edifício, capacidade do solo e dados sobre construções no entorno, também é imprescindível a qualidade dos cálculos para o desempenho da obra, pois se bem elaborados determinará o melhor custo/benefício, com o correto dimensionamento a estrutura funciona de maneira eficiente. Devido ao uso crescente do uso de estacas em obra, é necessário conhecer a aplicação da previsibilidade da capacidade de carga, no estudo geotécnico, pois são os principais elementos para decisão na quantidade e tipo de estaca. Assim sendo, com o intuito de verificar em verdadeira grandeza a capacidade de carga de uma fundação por simulação de carregamentos, conforme NBR 6112/2010, utiliza-se o ensaio de carga estático para fundações profundas, mostra o levantamento da curva tensão x deformação e a capacidade de carga da estaca além de possibilitar obtenção da resistência da ponta, o atrito lateral e o recalque do carregamento, no qual simula os carregamentos previstos na construção, em escala real e no próprio canteiro de obra. Dessa forma, esta pesquisa apresenta a análise dos resultados da aplicação dos métodos semi-empíricos de Décourt-Quaresma, Aoki e Velloso e Teixeira, para cálculo da capacidade de carga do solo e a comparação desses valores com o ensaio da prova de carga estática, concluiu-se o método de Décourt-Quaresma apresenta os menores valores para as tensões admissíveis para cada sondagem, em relação aos métodos semi-empíricos, os métodos de Aoki-Velloso e Teixeira, pois os mesmos são os que mais se aproximam dos resultados da prova de carga. Além do mais a prova de carga apresenta capacidade de carga do solo cerca de 54,15% maior os métodos semi-empíricos, sendo utilizada para dimensionamento.

Palavras-chave: Fundação. Métodos semi-empíricos. Prova de carga.

ABSTRACT

The foundation designs, should be applied as a building load capacity, the ability to make the soil and data on the surrounding buildings, is also essential the quality of the calculations for the performance of the work, because they are prepared determining the best cost / benefit by correctly sizing efficient functions. The use of load piles is not necessary for the application of load load predictability in geotechnical study, as they are the main elements for decision making and pile type. Therefore, in order to verify in its magnitude the load capacity of a load loading foundation, according to NBR 6112/2010, using the static load test for deep foundations, it shows the load capacity of the pile. Allow for tip suspension, lateral friction and recalculation of the load, without simulating loading at full scale construction and on the construction site itself. Thus, this research presents an analysis of the results of the application of the semi-empirical methods of Décourt-Quaresma, Aoki and Velloso and Teixeira, to determine the soil load capacity and its completion with the static load test, completed. If the Décourt-Quaresma method presents the meanings for the admissible sessions for each survey, in relation to the semi-empirical methods, the Aoki-Velloso and Teixeira methods, since they are closer to the results of the tests. loading In addition, the load test has a load capacity of about 54.15% higher than semi-empirical methods, being used for sizing.

Keywords: Foundation. Semiempirical methods. Load test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de Aparelhagem de ensaio SPT	18
Figura 2 - Equipamentos do Ensaio SPT	19
Figura 3 - Execução do ensaio CPT	21
Figura 4 - Esquema de Funcionamento de Sonda Rotativa	22
Figura 5 - Fundação Superficial e Profunda	24
Figura 6 - Blocos de Fundação a) Bloco Tronco Cônico b) Bloco Escalonado	25
Figura 7 - Sapata Isolada	25
Figura 8 - Sapata Associada	26
Figura 9 - Sapata de Divisa	27
Figura 10 - Tubulão a céu aberto	28
Figura 11 - Estaca Broca	29
Figura 12 - Método de Execução Estaca Straus	29
Figura 13 - Estaca Hélice Continua	30
Figura 14 - Estaca Franki	31
Figura 15 - Estaca Raiz	32
Figura 16 - a) Tabela de Ações b) Planta de Carga	33
Figura 17 - Esquema do aumento gradativo do carregamento sobre a estaca	34
Figura 18 - Diagrama de Esforço Normal	40
Figura 19 - Tensões na Base	41
Figura 20 - Diagrama Curva X Recalque	43
Figura 21 - Sistema de reação e dispositivo de aplicação de carga	45
Figura 22 - Manômetro da bomba hidráulica	46
Figura 23 - Extensômetros fixados em duas vigas de referência metálicas	46
Figura 24 - Laudo de Sondagem - SP 02	50
Figura 25 - Laudo de Sondagem - SP 03	50
Figura 26 - Laudo de Sondagem - SP 07	51
Figura 27 - Disposição dos furos de sondagem	51
Figura 28 - Perfil Geotécnico - Camada 01	52
Figura 29 - Perfil Geotécnico - Camada 02	52
Figura 30 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 07 –Ø40 cm....	55

Figura 31 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 08 –Ø40 cm....	55
Figura 32 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 02 –Ø25 cm....	56
Figura 33 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 07 – Ø 25 cm..	57
Figura 34 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 02 – Ø40 cm...	58
Figura 35 - Localização P32.....	59
Figura 36 - Curva carga x deslocamento do topo da estaca PC1 e interpretação dos resultados da prova de carga de acordo com a ABNT NBR 6122:2010	59
Figura 37 – Comparativo entre os métodos e as sondagens –Ø 40 cm.....	62
Figura 38 - Dados para projeto.....	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de k e α	36
Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2	36
Tabela 3 - Valores do fator α	37
Tabela 4 - Valores do fator β	38
Tabela 5 - Valores de α	38
Tabela 6 - Valores de β	39
Tabela 7 - Comparação entre os métodos semi- empíricos e resultado prova de carga- SP 02	58
Tabela 8 - Deslocamentos medidos no topo da estaca PC1 executada na estaca P32B	59
Tabela 9 - Comparativo entre os métodos de acordo com as sondagens - Ø40 cm	61
Tabela 10 - Comparação entre os métodos Aoki-Velloso e Teixeira X Ensaio Prova de Carga, relação dos valores maior para o menor.	62
Tabela 11 - Relação dos pilares mais carregados entre projeto original e novo	65
Tabela 12 - Relação do número de estacas entre o projeto original e novo	65

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	15
1.3 Objetivos.....	17
1.3.1 Objetivo Geral.....	17
1.3.2 Objetivos Específicos	17
2 REVISÃO DE LITERATURA.....	17
2.1 Capacidade de Carga do Solo.....	17
2.2 Ensaio Standard Penetration Test.....	18
2.2.1 Programação de Sondagens	20
2.3 Ensaio Cone Penetration Test	21
2.4 Sondagem Rotativa.....	22
2.5 Fundações	23
2.5.1 Fundações Superficiais	23
2.5.1 Fundações Profundas.....	27
2.6 Carregamento da Estrutura.....	33
2.7 Capacidade de Carga.....	33
2.8 Métodos Semi-Empíricos	35
2.8.1 Método Aoki-Velloso (1975).....	35
2.8.2 Método Décourt-Quaresma (1978)	37
2.8.3 Método Teixeira (1996).....	38
2.9 Recalque	39
2.9.1 Recalque Proposto Por Aoki.....	39
2.10 Curva Carga X Recalque.....	42
2.11 Prova de Carga Estática	43
2.11.1 Procedimento Executivo Prova de Carga	45
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	48
3.1 Estudo Geotécnico.....	48
3.2 Análise da Planta de Carga	48
3.3 Escolha do Tipo de Fundação.....	48
3.4 Capacidade de Carga do Solo.....	49
3.5 Análise dos Resultados	49
3.6 Dimensionamento Estrutural	49
3.7 Comparativo	49

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	50
4.1 Laudo de Sondagem	50
4.2 Planta de Carga	51
4.3 Definição do Tipo de Fundação	53
4.4 Capacidade de Carga das Estacas	53
4.4.1 Metodologia de Cálculo	54
4.5 Prova de Carga.....	58
4.5.1 Resultado do Ensaio.....	60
4.6 Comparação entre os Métodos Semi-empíricos X Prova de Carga.	61
4.7 Dimensionamento das Fundações	63
4.7.1 Quantidade de Estacas	63
4.7.2 Dimensionamento Estrutural das Estacas.....	63
4.7.3 Bloco de Coroamento	64
4.7.4 Planta de Locação das Estacas.....	64
4.8 Comparativo entre os Projetos	64
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	65
REFERÊNCIAS	67
ANEXOS E APÊNDICES	

1 INTRODUÇÃO

Toda edificação requer componentes estruturais com a função de transmitir as cargas acumulada pela superestrutura para o maciço do solo, esses elementos são denominados de fundações. Dado que a magnitude das cargas nas estruturas e as diversas metodologias de cálculos, a Engenharia de Fundações vem especializando-se no estudo destes elementos.

Nos projetos de fundações, devem ser considerados aspectos como a capacidade de carga do elemento, capacidade do solo e dados sobre construções no entorno, também é imprescindível a qualidade dos cálculos para o desempenho da obra, pois se bem elaborados determinará o melhor custo/benefício, e alinhado ao correto dimensionamento da estrutura funciona de maneira eficiente.

A escolha adequada do tipo de fundação envolve vários estudos quanto à característica do solo, como sua deformabilidade e resistência. Nesse contexto REBELLO (2008), traz as seguintes definições sobre investigações geotécnicas, O conhecimento das características físicas do solo é de extrema importância, não só para a escolha do tipo de fundação e seu dimensionamento, mas também para a determinação de “acidentes”, tais como existência de água, matacões e de vazios que possam influenciar o próprio processo construtivo. A sondagem é um procedimento que objetiva conhecer as condições naturais do solo, visando conhecer seu tipo, características físicas e principalmente sua resistência.

Além disso, deve ser compatível com as características da superestrutura, como sua capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes e também a análise das construções ao entorno. Para que assim, a escolha da fundação seja eficiente, eficaz e tenha um excelente custo. Percebe-se que para a realização adequada do tipo de fundação é necessário o reconhecimento do tipo de fundação e a solução técnica viável que melhor se adeque à realidade da obra.

Desta forma, neste trabalho, para determinação da capacidade de carga do elemento de fundação foram utilizados cálculos semi-empíricos de autores tradicionais, para estacas profundas. No qual admite-se a capacidade de carga de carga como a soma resistida pela ponta e parcela pelo atrito lateral. Convém ressaltar que por serem métodos estatísticos devem ser cautelosas suas utilizações fora das regiões geotécnicas de origem. Então a fim minimizar esses riscos, aplica-se coeficientes de segurança, podendo levar as fundações a se

tornarem superdimensionadas. Nesse caso, para a comprovação ou verificação do desempenho e da carga real da fundação, utiliza-se ensaio de cargas para definir cargas de rupturas e estimar coeficientes de seguranças mais próximos da realidade.

Uma vez que o melhor tipo de fundação é aquele suporta as cargas da estrutura com segurança, e está de acordo com maciços de solos, aspectos técnicos e econômicos, em afetar a integridade de outras construções e obter também um projeto otimizado, que tenha o projeto que foi desenvolvido.

A verificação do comportamento dos materiais previstos por cálculos como se aplicam na prática é de extrema importância para os estudos das teorias das estruturas, mecânicas dos solos e fundações, devido as características e propriedades tão voláteis, em virtude da imensa gama de variáveis compreendidas na composição física, química de um solo, tem-se uma grande dificuldade de reproduzir analítica e numericamente o mecanismo de interação entre o elemento de transmissão de carga e o solo.

Devido ao uso crescente do uso de estacas em obra, é necessário conhecer a aplicação da previsibilidade da capacidade de carga, no estudo geotécnico, pois são os principais elementos para decisão na quantidade e tipo de estaca.

Assim sendo, com o intuito de verificar em verdadeira grandeza a capacidade de carga de uma fundação por simulação de carregamentos, conforme NBR 6112/2010, utiliza-se o ensaio de carga estático para fundações profundas. Regulamentado, por meio da NBR 12131/2006, mostra o levantamento da curva tensão x deformação e a capacidade de carga da estaca além de possibilitar obtenção da resistência da ponta, o atrito lateral e o recalque do carregamento. A partir desses dados é possível assegurar a capacidade de carga da fundação ensaiada, confirmando o fator de segurança definido pelo projetista. A vantagem da prova de carga é a simulação dos carregamentos previstos na construção, em escala real e no próprio canteiro de obra. Além de que os dados aferidos por esse tipo de teste asseguram condições controladas à obra.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Utilizar o ensaio de carga estático como elemento de decisão para análise dos métodos semi-empíricos e dimensionamento de fundações profundas.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a. Traçar o perfil geotécnico do solo;
- b. Escolha do tipo de fundação;
- c. Dimensionamentos das fundações pelos métodos semi-empíricos;
- d. Analisar os dimensionamentos e comparar com os resultados obtidos no ensaio de carga estático;
- e. Realizar o dimensionamento de um novo projeto de fundação

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Capacidade de Carga do Solo

Os solos são materiais provindos da natureza que foram sujeitos a processos naturais no espaço e no tempo. Um dos principais requisitos para abordagem de soluções relativa a mecânica dos solos é o conhecimento perfeito das condições do subsolo, ou seja, o reconhecimento, disposição, natureza e espessura das suas camadas, assim como das características quanto a solução que irá adotar. Pois, nas obras de engenharia é comum haver sempre um parâmetro indefinido marcado pelo solo que ele repousa. Não há como fugir da realidade que a natureza propôs, então deve-se aceitar as características e encontrar a melhor saída.

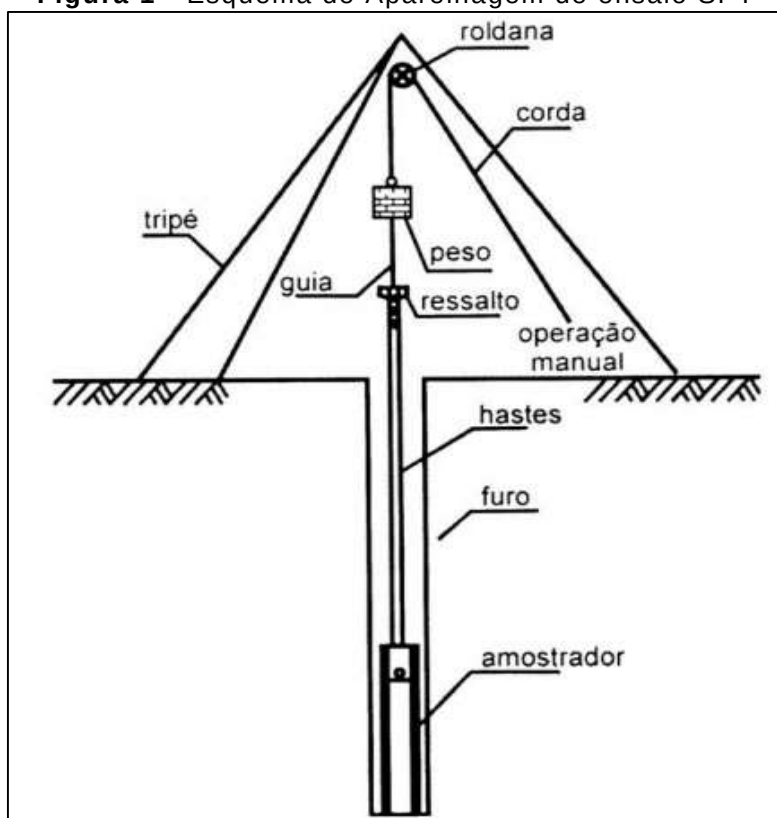
Nos projetos de fundações, as soluções adotadas devem contemplar as cargas aplicadas pela superestrutura e analisar a resposta do solo perante essas solicitações. Porém, os solos diferem-se muito entre si gerando reações e resistências variáveis (HACHICH, 1998). Deve-se julgar na escolha das ferramentas adequadas para determinação do projeto, os tipos de ensaios de campos e laboratórios para caracterização do solo e determinar os principais parâmetros, solicitados nos projetos de fundações, como: resistência e deformação (BUDHU, 2017).

As deformações devido ao carregamento vertical, podem ser divididas em dois tipos, as que ocorrem no mesmo instante após a construção, e as que desenvolvem após a aplicação das cargas. Deformações rápidas são observadas em solos arenosos ou argilosos não saturados, enquanto que nos solos argilosos saturados são lentos para a saída de água dos vazios dos solo (PINTO, 2006). O comportamento do solo depende da sua constituição e do estado que esse solo se encontra.

2.2 Ensaio Standard Penetration Test

O *Standard Penetration Test* (SPT) é o mais popular e rotineiro e econômico instrumento de investigação geotécnica em todo o mundo. Ele indica a densidade de solos granulares, aplicado também na identificação da consistência dos solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projetos de fundações profundas e diretas usam os resultados de SPT para concepção de seus projetos (SCHNAID, 2012).

Figura 1 - Esquema de Aparelhagem de ensaio SPT



Fonte: Adaptado pelo Autor de Baroni (2014).

As vantagens desse ensaio aos demais, é a simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico do ensaio pode ser

relacionado por meio de formas diretas com regras empíricas de projeto. E apesar das críticas continuamente feitas à diversidade de procedimentos para a execução do ensaio e a pouca racionalidade de alguns métodos e interpretações ainda é o mais utilizado na engenharia de fundações (SCHNAID, 2012).

Procede-se a abertura de mais um metro de furo até alcançar a cora seguinte. Para tal, utiliza-se um trado helicoidal que remove o material quando esse tem determinada coesão e não está abaixo do nível do lençol freático. Caso não seja viável o avanço a trado, segue-se a perfuração com o auxílio de circulação de água (HACHICH, 1998).

De maneira que a sondagem avança medindo a resistência de cada camada e retirando do amostrador amostras do tipo de solo atravessado (HACHICH, 1998).

Figura 2 - Equipamentos do Ensaio SPT



Fonte: WF Fundações (2019).

De acordo com a NBR 6484, conforme item 6,3,12, a cravação é interrompida antes dos 45 cm de cravação assim que uma das seguintes situações ocorrerem:

- Não ocorrer o avanço do amostrador padrão em cinco golpes sucessivos do martelo;
- Em qualquer um dos três seguimentos de 15 cm, o número de golpes sejam superior a 30;

- No total de 50 golpes tenham sido necessários para a cravação de todos os 45 cm (ABNT, 2001).

Ainda segundo a NBR 64844, item 6.4.3, nos casos onde o amostrador não avançar após cinco golpes sucessivos do martelo, deve-se, após a retirada da composição de hastes e amostrador, executar o ensaio de avanço de perfuração com circulação de água (ABNT, 2001).

É de extrema importância a determinação do nível de água, seja por armazenamento de água da chuva ou a presença de lençol freático. Durante a perfuração, se ocorrer a presença de água, interrompe-se o trabalho e anota a profundidade. Então, aguarda-se a estabilização e anotar a profundidade que possui água. Depois de terminada a perfuração, retira-se a água do furo com auxílio de um baldinho (peça de cano de diâmetro de 1"). Aguarda-se o surgimento de água e anota-se novamente a profundidade da lâmina d'água. Sempre que houve possibilidade, deverá esgotar a água dos furos de sondagem no final do expediente e medir, na manhã seguinte, a altura da lâmina d'água. Deverá cuidar nos casos onde imaginar-se que poderá existir mais de um lençol de água encontrado e prossegue-se a perfuração, a trado, até encontrar o lençol. (HACHICH, 1998).

2.2.1 Programação de Sondagens

A programação de sondagem para simples reconhecimento do solo para projetos de fundações é normatizada pela NBR 8036. Nelas são fixadas as condições de programação das sondagens, bem como o número, a localização e profundidade das mesmas (ABNT, 1983).

De acordo com a NBR 8036, item 4.1.1.2, o número de sondagem e sua locação deve ser determinado pelos seguintes parâmetros:

Uma para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200 m²;

Entre 1200 m² até 2400 m², deve-se executar uma sondagem para cada 400 m² que excederem 1200 m²;

Acima de 2400 m², o número de sondagens deve ser estabelecido de acordo com o tipo da construção (ABNT, 1983).

Ainda, de acordo com o item 4.1.1.2, o número mínimo de sondagens, em quaisquer circunstâncias, deve ser três para área da projeção em planta do edifício entre 200 m² até 400 m² (ABNT, 1983).

Quanto à profundidade das sondagens, a NBR 8036/1983 estabelece no item 4.1.2, que a mesma é em função do tipo da edificação e de suas características estruturais, bem como das características geotécnicas e topográficas locais. O reconhecimento deve ser até a profundidade de que incluam camadas impróprias para o apoio da fundação, sendo que, as mesmas não venham comprometer a estabilidade, o comportamento e o funcionamento da edificação.

2.3 Ensaio Cone Penetration Test

O ensaio de cone, conhecido pela sigla CPT (Figura 3), caracterizam-se internacionalmente como uma das ferramentas mais importantes de prospecção geotécnica. Os resultados dos ensaios podem ser utilizados para determinação de estratigráfica dos perfis de solo e a determinação da propriedades dos materiais, e se for aplicado em argilas moles, pode se prever a capacidade de carga das fundações (SCHNAID, 2012).

Figura 3 - Execução do ensaio CPT



Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas

É um dispositivo pelo qual um cone de 60° com área de base igual a 10 cm² empurrado para dentro do solo afim de medir a resistência final do cone

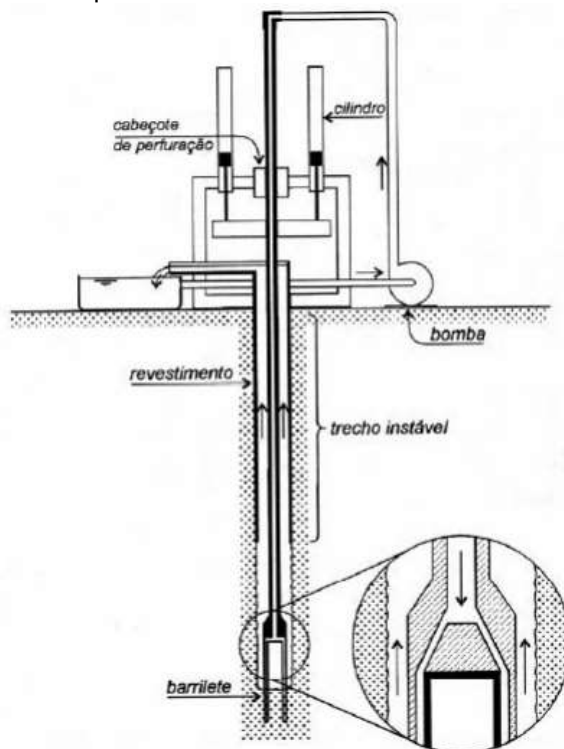
à penetração. A maioria dos penetrometros do cone que são usados possuem luvas de atrito acima da ponta, assim permitindo a determinação independente da resistência do cone e a resistência ao atrito do solo acima dele (DAS, 2007).

2.4 Sondagem Rotativa

Apesar de destinada principalmente à investigação em rocha, esse método também é utilizado para solos. A ferramenta responsável pela perfuração, que está presa à extremidade inferior de uma série de hastes ocas, pode ser uma broca de corte ou uma broca coroa, que serve para recuperação de testemunhos. As vantagens da sondagem rotativa em solos é que o andamento é mais rápido do que em outros métodos de investigação, e também a perturbação do solo abaixo do furo é bem menor. Entretanto, o método não é recomendado para solos que possuam uma porcentagem elevado de partículas com tamanho de areia grossa, já que elas tendem a girar abaixo da broca e não são quebradas (CRAIG, 2007)

O processo de perfuração, consiste em simplesmente girar as hastes, pelo cabeçote de perfuração e força-las para baixo, em geral por um sistema hidráulico. No topo há um acoplamento que permite as hastes girando devido a ligação da mangueira de água, Figura 4, (VELLOSO E LOPES, 2004).

Figura 4 - Esquema de Funcionamento de Sonda Rotativa



Fonte: Velloso & Lopes (2004, p. 38).

Na perfuração com a retirada de testemunhos é usual em rochas e argilas duras, a broca corta um furo anular no material e um núcleo intacto entre o amostrador e assim remover uma amostra. Entretanto, é capaz que o teor de umidade do material aumente devido ao contato com o líquido de perfuração. Os diâmetros comuns de amostrador são 41, 54, 74 mm, mas podem chegar até 165 mm (CRAIG, 2007).

2.5 Fundações

As cargas de uma estrutura são transferidas para o solo por meio de uma fundação. A fundação é uma estrutura, e em geral construída em aço, madeira ou concreto (BUDHU, 2017). A decisão pelo tipo de fundação requer o conhecimento do solo, propiciado pela sondagem (REBELLO, 2008).

Os requisitos básicos que um projeto de fundação deverá atender, são:

- Deformações aceitáveis sob condições de trabalho;
- Segurança compatível ao colapso do solo;
- Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais;
- Estabilidade ao tombamento/deslizamento a ser verificada nos casos que forças horizontais elevadas atuem nas fundações;
- Níveis de vibração compatíveis ao uso da obra, em caso de cargas dinâmicas (HACHICH, 1998).

Além disso, o projeto de fundação deve ser viável tanto em termos de processos construtivos, quanto econômicos (BUDHU, 2017).

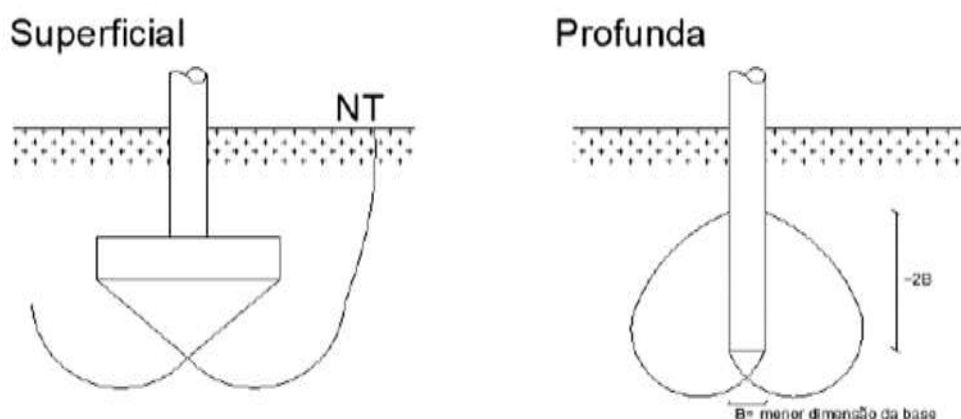
Conforme NBR 6122, as fundações são separadas em dois grandes grupos:

- Fundações Superficiais (rasas ou diretas);
- Fundações Profundas (ABNT, 2010).

2.5.1 Fundações Superficiais

Conforme a NBR 6122, item 3.1, classifica-se como fundação superficial, elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, por tensões distribuídas sob a base do elemento de fundação, e a profundidade que deverá ser assentada deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Figura 5 - Fundação Superficial e Profunda



Fonte: Autor de Velloso & Lopes (2004, p. 11)

As cargas da edificação são transmitidas logo nas primeiras camadas, logo o solo deverá resistir essas cargas impostas a ele. A decisão para o tipo de fundação depende da sondagem, para fundações diretas quando o número de golpes for maior ou igual a 8, indica a resistência mínima necessária para fundação direta (REBELLO, 2008). É importante salientar que os critérios são válidos se o número de golpes aumentar ou manter-se ao longo da profundidade.

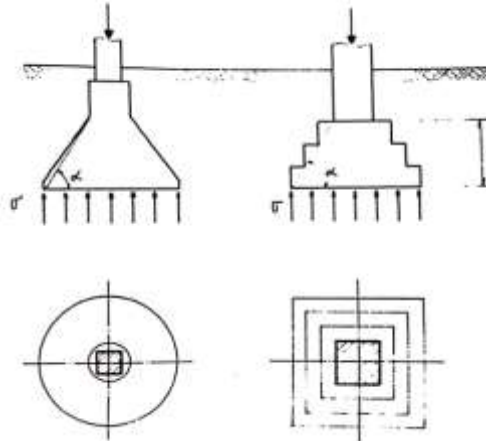
Quanto aos tipos de fundações superficiais há:

I. Bloco

Elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de forma que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura (ABNT, 2010).

Logo, se faz necessário o cálculo de tensões de tração atuante no concreto a fim de serem absorvidas sem o uso de armaduras (HACHICH, 1998). Por possuir faces verticais, inclinadas ou escalonadas ou tronco de cone e normalmente apresentar em planta seção quadrada ou retangular, como mostra na Figura 6.

Figura 6 - Blocos de Fundação a) Bloco Tronco Cônico b) Bloco Escalonado

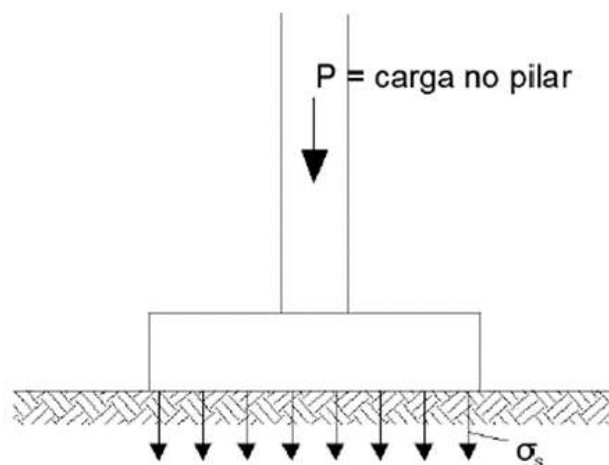


Fonte: Autor HACHICH (1998, p. 227)

II. Sapata

De acordo com a NBR 6122, item 3.2, sapata é elemento de fundação de concreto armado, que se faz necessário o emprego de armaduras para resistir os esforços de tração resultantes, sendo assim caracterizada por trabalho a flexão. E com relação a sua base em planta, poderá ser quadrada, retangular ou trapezoidal e altura variável, conforme solicitação do projeto.

Figura 7 - Sapata Isolada



Fonte: REBELLO (2008)

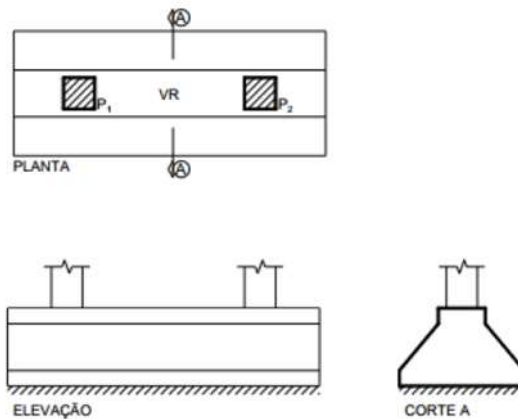
Os elementos estruturais que se apoiam nas sapatas possuem diversas variações quanto à forma e configurações, devido a isso existem diversos tipos de sapatas, tais como:

- a. Sapatas Isoladas: Utilizadas quando as cargas transmitidas pela superestrutura são pontuais ou concentradas, conforme Figura

7. Sua dimensão é determinada conforme as cargas aplicadas e resistência do solo.

b. Sapatas Associadas: A medida que as cargas estruturais forem muito altas em relação a tensão admissível, pode ocorrer de não se projetar sapatas isoladas para cada pilar, então faz-se o emprego de uma sapata para mais de um pilar, conforme Figura 8 (HACHICH, 1998). Segundo REBELLO, 2008, a sapata será centrada no centro da carga desses pilares, levando em consideração em seu dimensionamento o centro gravidade da sapata seja igual ao centro de gravidade das cargas dos pilares, para assim haver uma distribuição uniforme das tensões.

Figura 8 - Sapata Associada



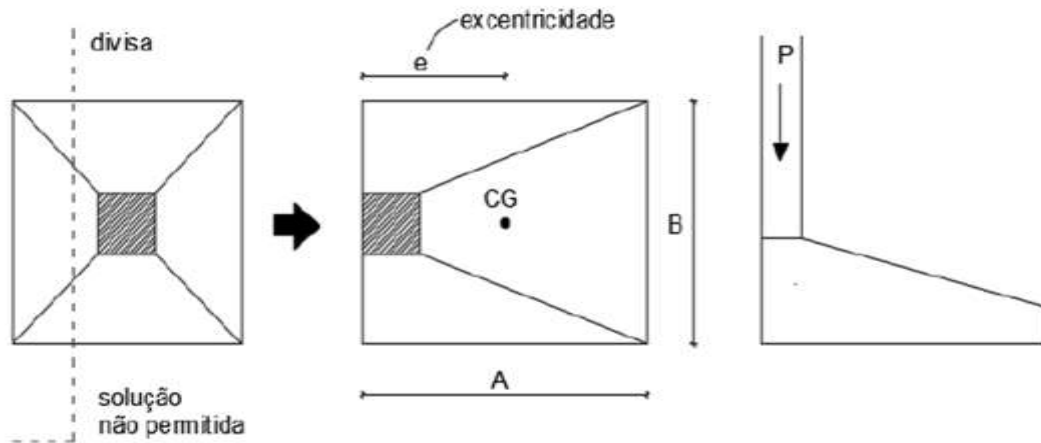
Fonte: BASTOS (2016)

c. Sapatas de Divisa: Em casos onde os pilares são junto aos limites de divisa da construção, não é viável projetar uma sapata centrada, tornando necessário o emprego de uma viga de equilíbrio para absorver momentos gerados pela excentricidade. (HACHICH, 1998). Esse tipo de sapata uma de suas dimensões significativamente maior que a outra, esse fato se dá pelo combate das forças de tração na ponta da sapata (REBELLO, 2008)

III. Radier

Radier é um elemento de fundação que distribui os carregamentos, abrangendo parte ou todos os pilares de uma edificação. (ABNT, 2010).

Figura 9 - Sapata de Divisa



Fonte: Adaptado REBELLO (2008)

2.5.1 Fundações Profundas

Segundo a NBR 6122, item 3.7, fundação profunda é elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base ou por sua superfície lateral, ou por combinação entre as duas. Devendo sua ponta ou base estar assentada em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, tendo no mínimo 3,0 m. (ABNT, 2010).

Em relação aos tipos de fundações profundas, a NBR 6122/2010 estabelece:

- Estaca – elemento de fundação executado por equipamentos e ferramentas, sem que haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser aço, madeira, concreto pré-moldado ou moldado in loco, ou por suas combinações;
- Tubulão – elemento de fundação escavado no solo, onde em pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas para o alargamento de sua base ou limpeza do fundo da escavação, sendo que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta (ABNT, 2010).

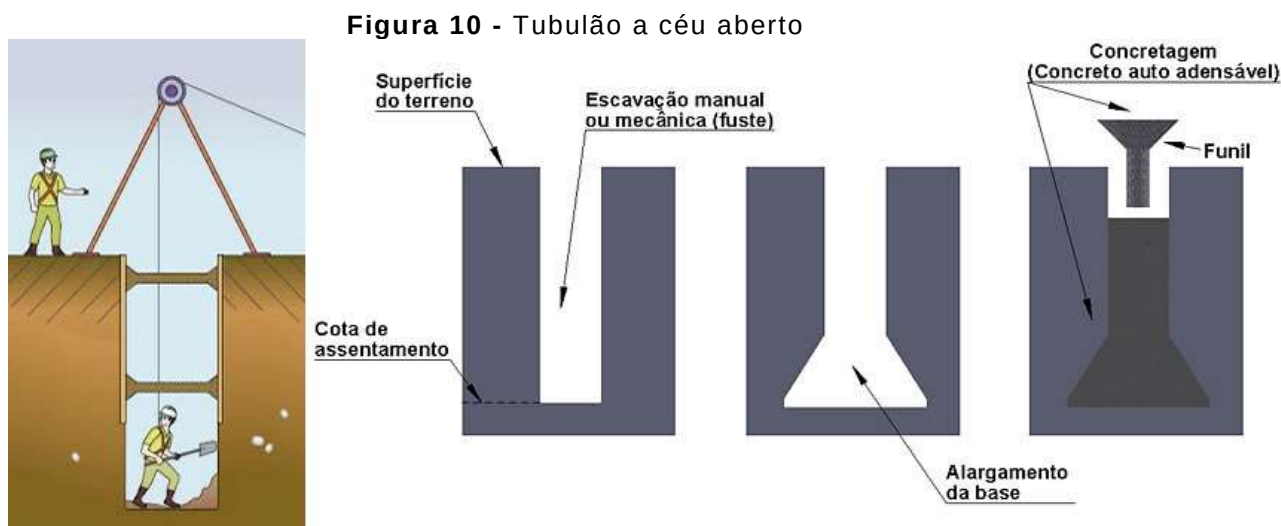
As fundações profundas podem ser moldadas *in loco* ou pré-moldadas. As primeiras são executadas perfurando o solo com equipamento adequado e depois preenchendo o com concreto, podendo ou não ser armadas. Nas pré-moldadas, o elemento de fundação é executado na indústria, sendo cravado no solo através de bate-estaca (REBELLO, 2008).

2.5.1.1 Tubulão

Os tubulões são fundações construídas concretando-se um poço aberto no terreno, fazendo descer, por escavação interna um tubo, geralmente de concreto armado.

Nesse contexto, CAPUTO (2013) traz as seguintes definições específicas a respeito do conceito de Tubulão a céu aberto:

O tipo mais elementar de tubulão é aquele que resulta de um simples poço perfurado manualmente e a céu aberto. A sua técnica dispensa explicações. O seu emprego é limitado a solos coesivos e acima do nível d'água. No chamado sistema Chicago a escavação é feita a pá, em etapas, cuja profundidade varia de 0,5 m para argilas moles, até 2 m para argilas rijas. Finalmente, prolonga-se a base e enche-se o poço com concreto. O diâmetro da perfuração depende da carga a suportar a resistência do concreto, para cada 2,00 a 2,5 m de profundidade, o diâmetro diminui de cerca de 5 m. (CAPUTO, 2013, p. 323)



¹ Fonte: Empresa Basestrauss

2.5.1.2 Estacas

a. Brocas: É uma fundação executada através de trado mecânico ou trado manual, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante (ABNT,2010).

Pode-se citar como um dos benefícios do uso desse tipo de estaca é o seu baixo custo de execução, não sendo necessário o uso de equipamentos de alto custo e mão de obra especializada e sua facilidade de executá-la. Além disso, durante a execução não produz-se vibração (Figura 11).

¹ Disponível em: <http://www.basestrauss.com.br/tubulao.html>; Acesso em 31 de Março 2019.

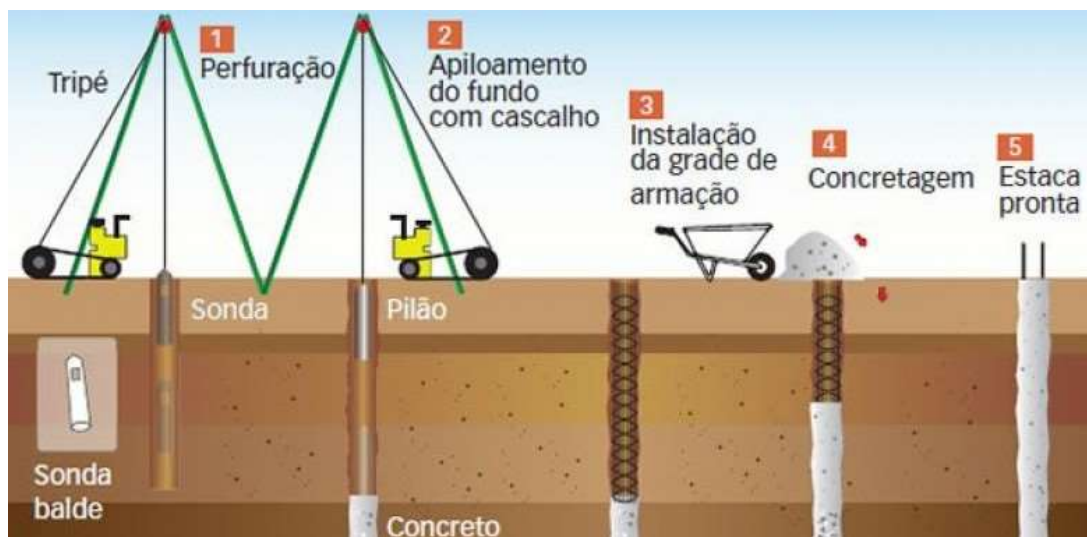
b. Strauss: É elemento de fundação executada mecanicamente, realizada através de uma sonda ou pitileira e totalmente revestida com camisa metálica, realizando o lançamento do concreto conforme a retirada gradativa do revestimento, conforme Figura 12 (ABNT, 2010).

Figura 11 - Estaca Broca



² Fonte: Construção de Mercado

Figura 12 - Método de Execução Estaca Straus



³ Fonte: Empresa WF Fundações

O meio de transmissão de carga ao solo é através da ponta, atingido o solo resistente, a capacidade de carga depende apenas de seu diâmetro.

² Disponível em: <http://construcaomercado17.pini.com.br/>; Acesso em 31 de Março 2019.

³ Disponível em: <https://www.vwffundacoes.com.br/estaca-tipo-strauss>; Acesso em 31 de Março 2019.

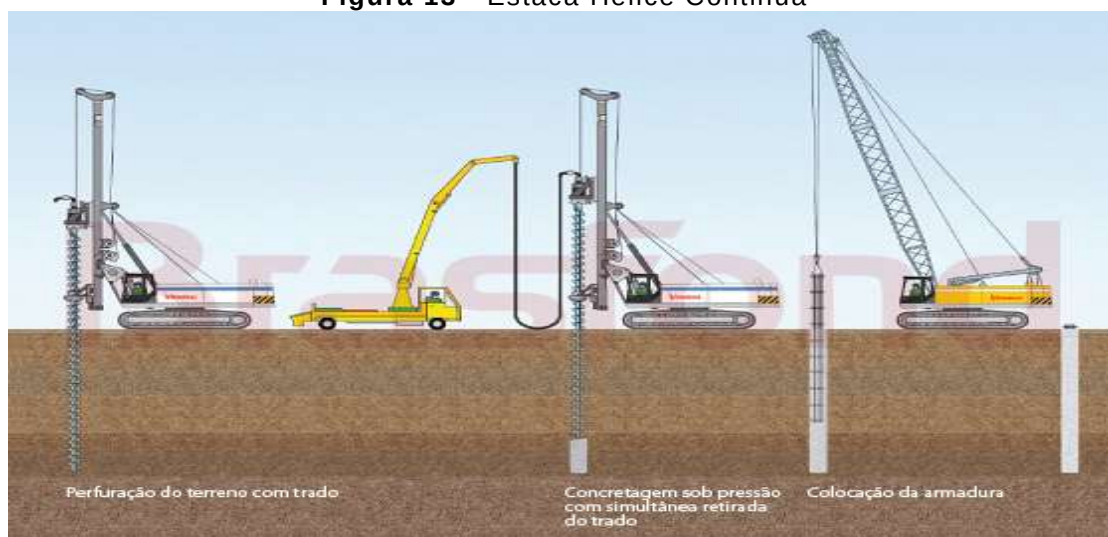
(REBELLO, 2008). Além disso, esse tipo de estaca possui facilidade de transporte e deslocamento de equipamento dentro da obra e atingir até 25m. Pode ser armada para absorver as tensões de tração, e deve ser posicionada ao longo de todo comprimento da estaca. E dentre as estacas com boa capacidade de carga é a que possui menor custo (REBELLO, 2008).

c. Hélice Continua: O uso deste tipo de estaca no Brasil é relativamente recente, foi utilizada pela primeira vez em 1987 e desde de então vem apresentando grande crescimento (REBELLO, 2008).

A perfuração consiste em cravar a hélice no terreno até a profundidade, definida em projeto, através de uma mesa rotativa coloca em seu topo, que aplica uma força necessária de vencer a resistência do terreno (HACHICH, 1998).

Ao alcançar a cota de apoio, inicia-se a concretagem, simultaneamente à retirada da hélice, através de um tubo central. A retirada do tubo tem como objetivo evitar o confinamento do solo, que poderia provocar o estrangulamento da seção da estaca (REBELLO, 2008).

Figura 13 - Estaca Hélice Continua



⁴ Fonte: Empresa Brasfond

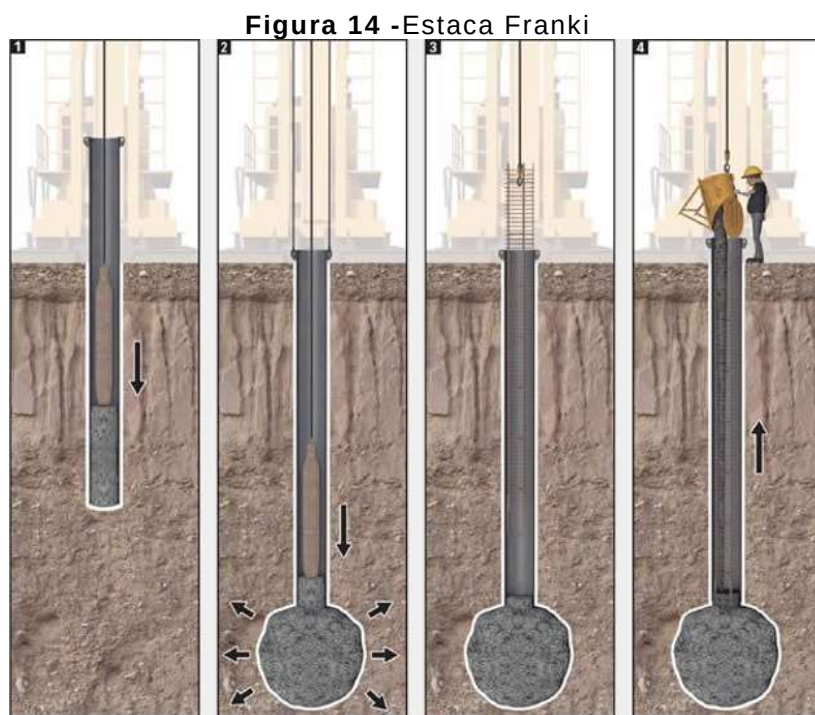
As principais vantagens dessa solução é sua elevada produtividade, pode ser executada na maioria dos terrenos, exceto na presença de matacões e rochas. O processo executivo não produz altas vibrações e não causa a descompressão do terreno. Além disso, não produz detritos poluídos por lama

⁴ Disponível em: <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/ehcontinua.html>; Acesso em 31 de Março 2019.

betonítica. Assim sendo, oferecem uma solução técnica e economicamente interessantes em centros urbanos, obras industriais e conjuntos habitacionais, em geral (HACHICH, 1998).

d. Franki: Estaca moldada in loco, com base alargada e integralmente armada, executada por meio de sucessivos golpes de um pilão, com tubo de ponta fechada com bucha seca, constituída de pedra e areia, previamente firmada na extremidade inferior do tubo por atrito (ABNT, 2010).

Segundo HACHICH (1998), é necessário verificar a viabilidade de seu emprego, tal como o conhecimento de condições de acesso e estado das construções vizinhas. Pois ira orientar o tipo de bate-estaca, conforme a condição local e também os recursos executivos, conforme Figura 14.



⁵ Fonte: Empresa Martelos Hidráulicos

A execução de uma estaca tipo Franki, para ser bem-sucedida, deve se atentar ao método executivo e depende do uso dos equipamentos adequados, da mão de obra especializada e experiente (HACHICH, 1998).

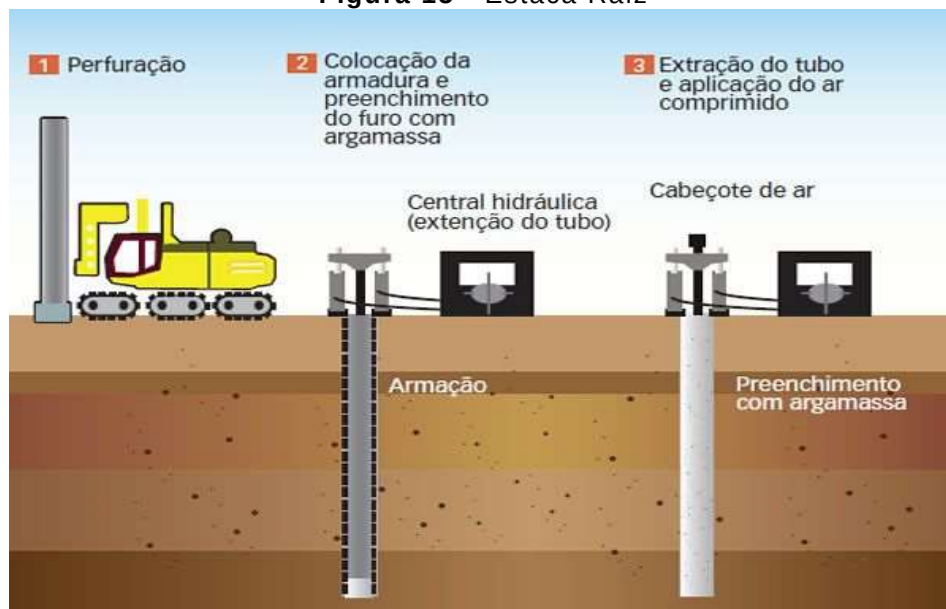
e. Raiz: Empregadas em diversos tipos de fundações, são indicadas para solos contendo matacões, locais de difícil acesso e

⁵ Disponível em <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-franki/>. Acesso em 31 de Março 2019.

que não permitem vibrações, como na parte interna das edificações. A capacidade de carga dela pode variar conforme o diâmetro e sua indicação são para suportar esforços horizontais, pois o equipamento permite a execução de estacas inclinadas. A perfuração pode ser por processo rotativo ou rotopercussão. (YAZIGI, 2013).

O processo executivo deste tipo de estaca consiste na perfuração por rotação com um revestimento contínuo do furo e com auxílio de circulação de água e preenchida com argamassa de cimento e areia (REBELLO, 2008). A água injetada dentro do tubo lava o solo, e é expulso pelo espaço entre a face externa do tubo e o terreno. Conforme vai avançando a profundidade os tubos são emendados e recuperados após o preenchimento do furo com argamassa. Este tipo de estaca atravessa maciços rochosos.

Figura 15 - Estaca Raiz



⁶ Fonte: Construção de Mercado

O preenchimento com argamassa é feito até que extravase o tubo e quando o furo atinge a cota de assentamento, sucede a instalação da armadura. O compressor de ar aplica golpes de ar comprimido enquanto o tubo de revestimento é retirado, afim de garantir o total preenchimento do furo com argamassa (REBELLO, 2008).

Inicialmente estas estacas foram desenvolvidas basicamente para reforço de fundações. No entanto com o avanço das técnicas executivas e do

⁶ Disponível em: <http://construcaomercado17.pini.com.br/>; Acesso em 31 de Março 2019.

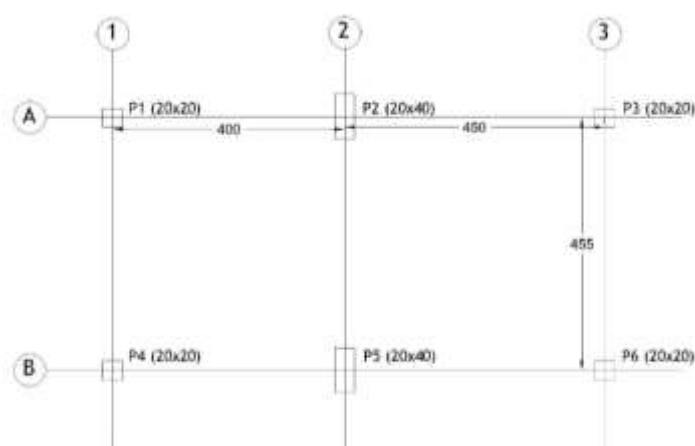
conhecimento sobre o comportamento do solo, foi possível aumentar a capacidade de carga e produtividade.

2.6 Carregamento da Estrutura

Conforme, CARVALHO (2009), por serem muitos parâmetros envolvidos, o projeto de fundações requer a participação, além do projetista de fundações, de um projetista de estruturas. Pois baseado em uma planilha de esforços em diversos elementos (pilares ou paredes), fornecidas pelo calculista de estrutura, e com as informações sobre o parâmetro do solo é possível definir a fundação que irá empregar.

Figura 16 - a) Tabela de Ações b) Planta de Carga

TABELA DE AÇÕES			Unidades kN e KNm			
pilar	carga	N	H _x	H _y	M _x	M _y
P1	Permanente	90	2	3	2,8	1,5
	Acidental	20	1	1	0,5	0,7
P2	Permanente	270	9	8	7	5
	Acidental	70	4	6	2	1
P3	Permanente	78	4	1	3	2
	Acidental	20	1	1	0,5	0,7
P4	Permanente	180	3	4	0,5	1,5
	Acidental	50	4	4	65	7,7
P5	Permanente	320	10	12	9	5
	Acidental	83	9	8	2	3
P6	Permanente	67	2	3	2,8	1,5
	Acidental	30	2	3	1,2	0,8



Fonte: Adaptado CARVALHO (2009)

Para executar o projeto de fundações os dados devem ser fornecidos a um projetista de fundações, conforme figura 16, que contém uma planta de dimensões e localização dos pilares, planilha com ações máximas de carga vertical (N), os esforços horizontais (H_x e H_y) e os momentos M_x e M_y. (CARVALHO, 2009).

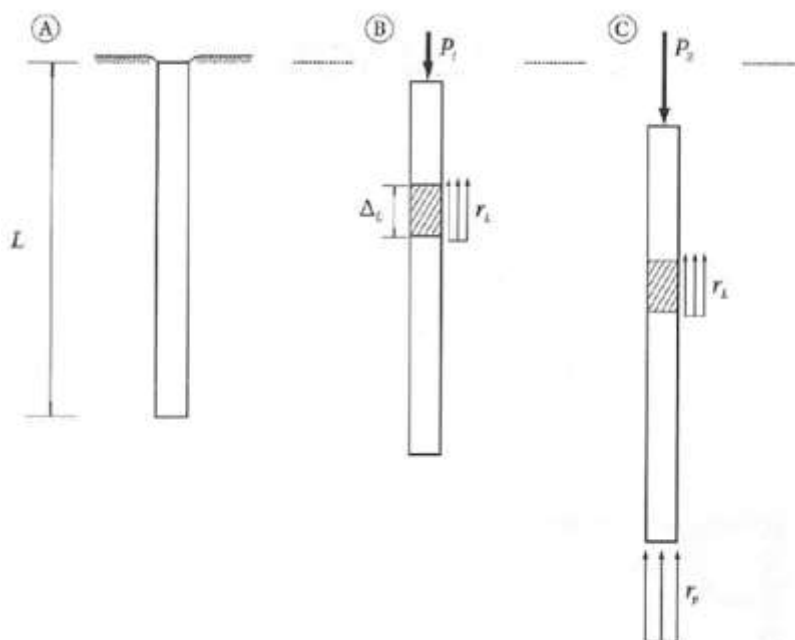
2.7 Capacidade de Carga

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a carga admissível de uma estaca isolada é a força que aplicada sobre a estaca, provoca apenas recalques compatíveis com a construção e oferece segurança satisfatória contra a ruptura do solo e contra a ruptura do elemento de fundação. Em geral, o elemento de fundação possui resistência maior do que a do solo, a capacidade de carga costuma estar condicionada as características do solo.

Para o compreender melhor o termo capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca, geotecnicaamente, será utilizado o exemplo de uma estaca com comprimento L que recebe uma carga P de compressão que é aumentada progressivamente (AOKI & CINTRA, 2010). Sendo assim, com o aumento gradativo dessa carga são movimentadas tensões por atrito lateral e também pela ponta da estaca.

Então considera-se que haja uma evolução do carregamento, primeiro uma mobilização do atrito lateral até o máximo e depois as tensões da resistência de ponta, os recalques aumentarão, conforme a Figura 17 (AOKI & CINTRA, 2010).

Figura 17 - Esquema do aumento gradativo do carregamento sobre a estaca



Fonte: AOKI (2010, p. 10)

Inicialmente ao incidir o carregamento há uma solicitação parcial do atrito lateral ao longo do comprimento da estaca. Analisa-se que, à estaca seja subdividida em segmentos ΔL devido as propriedades geotécnicas do solo e um valor do atrito lateral (r_L) variável para cada camada.

Com o aumento do carregamento haverá para alguns segmentos o valor máximo do atrito lateral até que este valor seja alcançado para todo o comprimento da estaca. A partir deste ponto, o atrito entre a estaca e o solo seria vencido e à estaca deslizaria sucessivamente para baixo caso não houvesse o início da resistência de ponta (r_p). Portanto, quando aumento do carregamento

é alcançado tanto o valor máximo da tensão resistente do atrito lateral quanto da tensão resistente da ponta é o instante que a estaca chegaria na eminência de sua ruptura (AOKI & CINTRA, 2010).

Portanto, o equacionamento matemático para a expressão da capacidade de carga:

$$Q = Q_l + Q_p \quad (\text{Equação 1})$$

Para obter a parcela da ponta (Q_p), basta multiplicar a resistência de ponta em unidades de tensão (r_p) pela área da seção transversa da estaca (A_p):

$$Q_p = r_p \cdot A_p \quad (\text{Equação 2})$$

Para a parcela de atrito lateral (Q_l), representa-se por U o perímetro do fuste da estaca e faz-se a soma das forças resistentes por atrito lateral em todo seguimento da estaca, logo:

$$Q_l = U \cdot \Sigma(r_l \cdot \Delta L) \quad (\text{Equação 3})$$

Nesse contexto, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), a tensão admissível no solo pode ser estimada segundo métodos teóricos, provas de carga sobre placa ou por métodos semi-empíricos.

2.8 Métodos Semi-Empíricos

Devido às formulas teóricas não serem confiáveis na previsão da capacidade de carga das fundações, diversos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e combinados com provas de cargas (AOKI & CINTRA, 2010).

Os parâmetros tiveram como base a resistência à penetração medida em sondagem através do índice N_{SPT} ou na resistência de ponta do ensaio de penetração estática do cone.

De acordo com CABETTE (2010), os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) são os métodos mais utilizados no Brasil para a obtenção da capacidade de carga de estacas.

2.8.1 Método Aoki-Velloso (1975)

Este método foi elaborado a partir de um estudo de comparação entre resultados de provas de cargas e ensaio CPT, entretanto, por não haver tanta

utilização no Brasil, foram utilizadas correlações para o ensaio SPT, chegando na Equação 4:

$$Q_{ult} = A \frac{k.N}{F_1} + U \sum \frac{\alpha.k.N}{F_2} \Delta L \quad (\text{Equação 4})$$

Onde, k e α são valores de correlação e F_1 e F_2 são fatores de escala e execução, baseados nos resultados do ensaio SPT e constam na Tabela 1. Sendo A a área da seção transversal e Δ_L é o comprimento da camada e N é o índice N_{SPT} médio na camada de solo de espessura Δ_L .

Tabela 1 - Valores de k e α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 F1
Escavada	3,00	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2 F1

Fonte: Aoki e Velloso (1993)

Conforme, AOKI & CINTRA (2010), os coeficientes foram determinados considerando a diferença de comportamento entre a estaca e o cone e seus valores foram determinados em função da comparação com o ensaio de prova de carga. Portanto os valores de F_1 e F_2 foram obtidos por meio de uma retro análise de resultados de provas de cargas, conforme Tabela 2.

2.8.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

O método desenvolvido por Décourt e Quaresma em (1978), apresenta melhor aproximação com valores reais, teve maior repercussão quando em 1982, no ESCOPT II (*Second European Symposium on Penetration Test*), realizado em Amsterdã, o Engenheiro Luciano Décourt obteve melhor aproximação com a capacidade de carga na realização de um concurso.

Em sua concepção inicialmente foi utilizado em uso exclusivo para estacas pré-moldadas de concreto, mas posteriormente foi evoluído para outros tipos de fundações profundas. Sendo assim, as parcelas de resistência e capacidade é expressa da mesma forma que o método de AOKI & VELLOSO, o que altera são os coeficientes por eles utilizados, logo:

$$Q = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 5})$$

N_L é o índice de resistência à penetração da camada que deve satisfazer $3 \leq N_L \leq 50$ para estacas de deslocamento e estacas escavadas com lama bentonítica e para os demais casos deve satisfazer $3 \leq N_L \leq 15$;

L é o comprimento da camada;

U é o perímetro da estaca;

β é o coeficiente de ponderação.

α_2 é o coeficiente de ponderação;

N_p é o índice de resistência à penetração médio entre os valores da cota de apoio da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

A_p é a área da ponta da estaca.

Tabela 3 - Valores do fator α

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

O método também traz fatores de correção minorando a resistência lateral (β) e de ponta das estacas (α_2), tendo em consideração o procedimento executivo de cada estaca a Tabela 3 demonstra as correlações. E o coeficiente

característico do solo é dado em unidades de tensão em relação ao tipo do solo, como mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores do fator β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

* valores apenas orientativos diante número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

2.8.3 Método Teixeira (1996)

Neste método o autor utiliza índices de resistência a penetração (N), resultado do ensaio SPT realizado nas sondagens. E propõe as seguintes expressões de cálculo para estimativa da carga das estacas:

$$Q_p = \alpha \cdot N_p \quad (\text{Equação 6})$$

$$Q_l = \beta \cdot N_l \quad (\text{Equação 7})$$

N_p é o valor médio dos índices de resistência a penetração N medidos em intervalos entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo.

Tabela 5 - Valores de α

Solo ($4 < \text{NSPT} < 40$)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996)

N_l é o número dos N medidos no SPT, ao longo do comprimento do fuste da estaca.

E os parâmetros α é relativo à resistência de ponta, em função do solo e do tipo de estaca e β relativos à resistência a atrito, independente do solo e em função da estaca, conforme Tabela 5 e Tabela 6, respectivamente.

Tabela 6 - Valores de β	
Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

A capacidade de carga é dada pela expressão, abaixo:

$$Q_u = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (\text{Equação 8})$$

O autor adverte que o método não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto espessas camadas de argilas moles sensíveis, com N_{SPT} abaixo de 3 (AOKI & CINTRA, 2010).

2.9 Recalque

Um dos problemas fundamentais da engenharia de fundações é a determinação dos recalques de uma construção (CAPUTO, 2013). Quando a estrutura é solicitada, esta tende a ter um deslocamento vertical, esse deslocamento é denominado recalque.

Podemos caracterizar em três tipos de recalques devido a cargas estáticas:

O recalque pode ser determinado através de métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos. Os quais analisam as estacas em meio elástico ou elasto-plástico. Determinados autores aceitam um mecanismo simples de transferência de carga através de funções de transferências.

2.9.1 Recalque Proposto Por Aoki

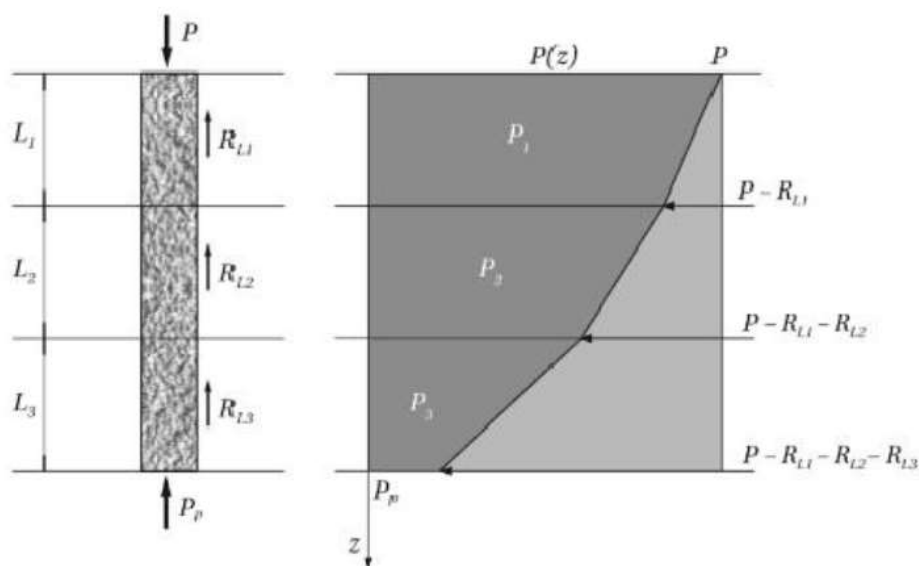
Uma estaca introduzida no terreno é submetida a esforços axiais, e está submetida a dois tipos de deformações, o encurtamento da própria peça estrutural por conta do esforço de compressão e as deformações de solo abaixo da estaca. A soma dessas duas parcelas de deformação, considera-se o recalque ρ total, Equação 9 (AOKI & CINTRA, 2010).

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (\text{Equação 9})$$

O cálculo do encurtamento elástico da peça estrutural é realizada considerando a capacidade de carga do tipo de solo que atravessará. Além disso, admite-se que a carga na ponta é um valor variando entre a resistência

lateral e a capacidade de carga. Sendo assim, considerando também a mobilização do atrito lateral e que a reação da ponta seja inferior que a resistência de ruptura. Desta maneira, o esforço ao longo da estaca diminui, devido à resistência lateral até um valor na P_p na ponta da estaca. Conforme Figura 18, que cada segmento da estaca L1, L2 e L3 é possível determinar os valores médios do esforço normal.

Figura 18 - Diagrama de Esforço Normal



Fonte: Aoki & Cintra (2010)

Aplicando a lei de Hooke, obtém-se o encurtamento elástico da estaca:

$$\rho_e = \frac{1}{A.E_C} \cdot \Sigma(P_i \cdot L_i) \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

A – Área da seção transversal do fuste da estaca;

E_C – Módulo de elasticidade do concreto;

L_i – Comprimento do segmento;

P_i – Valores médios do esforço normal no segmento.

O módulo de elasticidade na ausência do valor específico de E_C . Para estacas pré-moldada $E_C = 28$ a 30 GPa. Nas estacas do tipo hélice contínua e Franki sugere-se $E_C = 21$ GPa (AOKI & CINTRA, 2010).

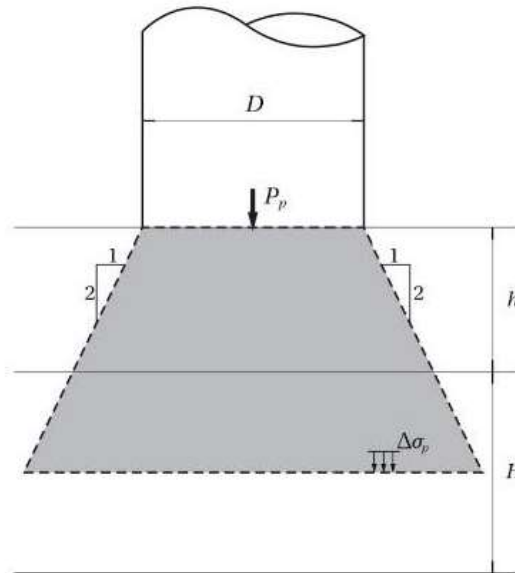
Segundo o princípio da ação e reação, a estaca aplica cargas ao solo, ao longo do fuste e transmite ao solo. Devido a esse carregamento as camadas entre a base da estaca e a superfície sofrem deformações que resultam no

recalque do solo. De acordo com Vesic (1975), esses deslocamentos pode ser dividido em duas parcelas:

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde, $\rho_{s,p}$ é o recalque devido à reação da ponta e o $\rho_{s,L}$ é a parcela relativa devido à reação das cargas laterais.

Figura 19 - Tensões na Base



Fonte: Aoki & Cintra (2010)

Segundo Aoki (1984) os acréscimos de tensões provocado pela carga ao solo, numa camada subjacente de altura H, e que h é a distância entre o ponto de aplicação da força até essa camada (Figura 19).

A expressão para a propagação de tensões é dada por

$$\Delta\sigma_l = \frac{4 \cdot P_p}{\pi \cdot (D + h + \frac{H}{2})^2} \quad (\text{Equação 12})$$

P_p – carga na ponta da estaca;

D – diâmetro do fuste da estaca.

Assim é possível determinar o acréscimo total de tensões na camada

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Sigma\Delta\sigma_l \quad (\text{Equação 13})$$

Sendo, $\Delta\sigma_p$ o acréscimo de tensões na ponta e $\Sigma\Delta\sigma_l$ o somatório de tensões em toda a extensão do fuste.

No entanto, de acordo NBR 8036/1983 os acréscimos de tensões no solo, oriundas das cargas aplicadas na fundação deve ser menor do que 10% da pressão geostática efetiva.

Logo, após determinar o acréscimo de tensões total é possível estimar o recalque pela teoria da elasticidade linear:

$$\rho_s = \Sigma \left(\frac{\Delta \sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad (\text{Equação 14})$$

Sendo E_s o módulo de deformabilidade do solo.

2.10 Curva Carga X Recalque

Segundo AOKI (1979), propõe uma metodologia para a previsão da curva carga x recalque, conforme Figura 20, de uma estaca, conhecendo um ponto da curva e considerando aplicável a expressão de Van der Veen (1953), onde a curva ajustada deixa pela corrigem de coordenadas (AOKI 1976, apud Cintra et al, 2013), ficando a seguinte equação:

$$P = R \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho + b}) \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:

P – Carga aplicada

R – Carga ultima

ρ – recalque correspondente à carga Q .

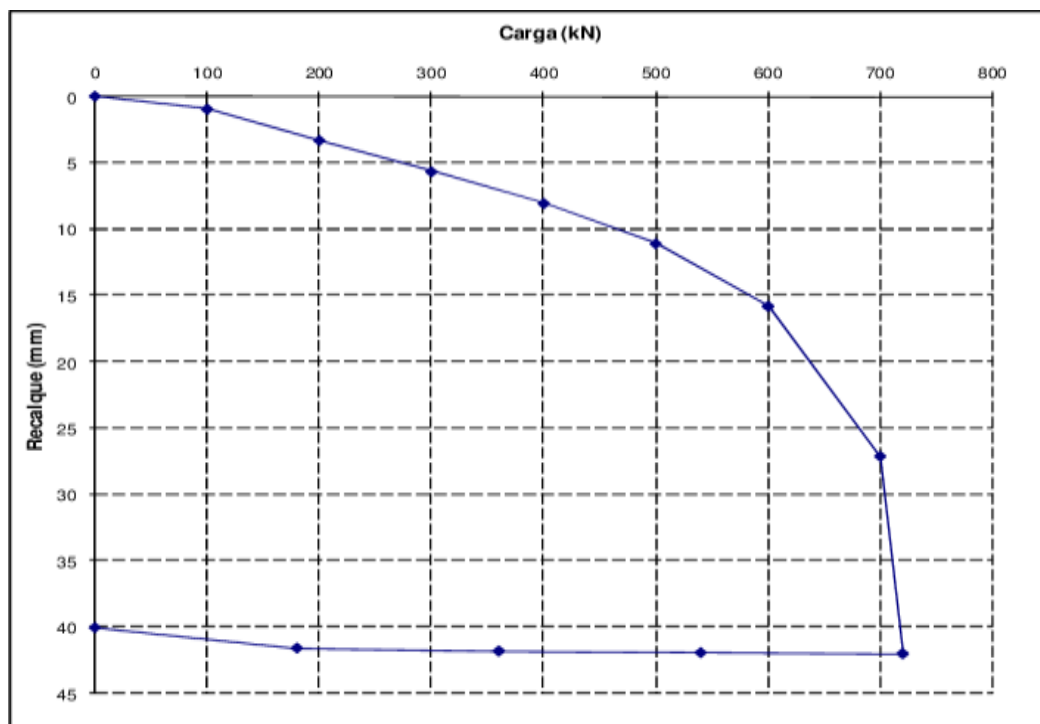
Onde b é o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semi-logarítmica.

Sendo α definido como:

$$\alpha = 1 \ln \cdot \left(1 - \frac{P}{R} \right) / \rho \quad (\text{Equação 16})$$

Assim, depois de calculada a capacidade de carga (R) e feita a estimativa do recalque (ρ) para uma carga (P), resulta-se assim a expressão matemática da curva carga x recalque.

Figura 20 - Diagrama Curva X Recalque



⁷ Fonte ABMS (2016)

2.11 Prova de Carga Estática

O ensaio à compressão, prova de carga estática em estaca, tem como objetivo conceder elementos para avaliar o comportamento da carga versus deslocamento e estimar a capacidade de carga. Segundo, Velloso e Lopes (2012) a prova de carga estática tem como finalidade analisar o comportamento previsto em projeto quanto a capacidade de carga e recalques, assim também definir a carga em situações onde não é possível realizar uma previsão de comportamento. Os motivos que levam a execução de prova de carga, podem ser resumidos da seguinte maneira, segundo (ALBUQUERQUE, 2001):

- Assegura-se que não irá ocorrer ruptura para uma carga de trabalho demandada;
- Avaliar a integridade estrutural do elemento de fundação;
- Definir a carga de ruptura, em relação a carga estimada;

- Dispor o comportamento carga X deslocamento de um elemento de fundação;

Esse ensaio é regulamentado pela ABNT NBR 12131:2006, consiste na instrumentação do topo da estaca e aplicação de carga (esforços estáticos), em estágios crescentes, até atingir a máxima carga de mobilização da estaca ou duas vezes a provável carga de projeto (ABNT NBR 6122:2010), com medida simultânea dos recalques do topo correspondentes. Os valores medidos do deslocamento do topo incluem uma deformação elástica do fuste, recuperável, e recalque da ponta. Segundo NIYAMA et al. (1991) uma das vantagens da prova de carga estática que é possível repercutir o complexo comportamento do conjunto solo-fundação, influenciados pela modificação provocadas no solo pelos trabalho da edificação in loco.

Na análise solo-fundação conforme os resultados de ensaios do tipo SPT para avaliar a relação entre resistência ao cisalhamento e os torques medidos ao longo dos perfis, ARAÚJO et al. (1998) constatou que a relação torque/NSPT não é um parâmetro suficiente na associação com a origem dos solos tropicais. Devido a variação das propriedades e comportamento destes solos, conforme a profundidade e a região. Segundo CAMAPUM DE CARVALHO et al. (2009) a comparação entre a capacidade de carga, torque e NSPT são variáveis dependentes, ou seja é possível observar de modo preliminar correlações entre o torque obtido durante a execução da estaca e sua capacidade de carga e, também, entre o torque e o SPT. Nas análises comparativas entre capacidade de carga, torque e NSPT, CAMAPUM DE CARVALHO (2009) traz que estas variáveis são dependentes e que a metodologia proposta (torque médio acumulado durante a escavação da estaca), considerada uma ferramenta de controle de qualidade simples, mas que outras variáveis devem ser levadas em consideração quando se comparar diferentes obras e equipamentos, como por exemplo: o procedimento executivo; o tipo de solo; a pressão de injeção e a velocidade de avanço da hélice.

Portanto, apesar do progresso alcançado nos métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos para estimativa da capacidade de carga de estacas, a prova de carga é o meio confiável de avaliar a carga que uma determinada estaca pode suportar (carga admissível sobre uma estaca).

Sendo assim, conforme a NBR 6118/2010, o fator de segurança da fundação superficial quando submetido a prova de carga, para métodos semi-empíricos sai de 2,00 para 1,60, executadas na fase de projeto.

O resultado obtido da prova de carga estática é a curva carga x recalque.

2.11.1 Procedimento Executivo Prova de Carga

O sistema de reação para a prova de carga à compressão utiliza-se, em cada lado duas estacas, à tração armadas em toda a extensão do fuste conforme projeto para a prova de carga. A viga metálica (viga de reação) é posicionada em cima de blocos de concreto e travada com a utilização de perfis metálicos duplo posicionados sobre a viga de reação. O Sistema de reação deve ser posicionado obedecendo à distância mínima de 1,50 m do eixo da estaca ensaiada até a face da estaca de reação mais próxima de forma a permitir que as estacas à tração transmitissem os esforços ao solo, porém fora da região de interferência do ensaio. Na Figura 21 é mostrado o sistema de reação para a prova de carga à compressão juntamente com o dispositivo de aplicação de carga.

Figura 21 - Sistema de reação e dispositivo de aplicação de carga



Fonte: Adaptado Próprio Autor (2019)

O controle das cargas aplicadas é realizado através da observação contínua do valor indicado no manômetro da bomba, conforme figura 22.

Figura 22 - Manômetro da bomba hidráulica



Fonte: Adaptado Próprio Autor (2019)

Os deslocamentos verticais do topo da estaca são medidos simultaneamente através de três extensômetros digitais, com precisão de centésimo de milímetro, instalados sobre o topo da estaca e dispostos em três pontos relativamente equidistantes. Na Figura 23 são mostrados os extensômetros fixados em duas vigas de referência metálicas com as seguintes características: rigidez compatível com a sensibilidade das medidas e apoiadas distantes da região de influência do ensaio onde podem ocorrer eventuais movimentos do terreno.

Figura 23 - Extensômetros fixados em duas vigas de referência metálicas.



Fonte: Adaptado Próprio Autor (2019)

Os recalques são medidos através dos extensômetros para os tempos de 0 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, e assim sucessivamente, com o tempo mínimo de 30 minutos para cada estágio de carga e, aplicando o próximo

carregamento, somente após a constatação da estabilização dos recalques conforme critério da norma ABNT NBR 12131:2006. A carga aplicada e indicada através do manômetro é continuamente verificada e o carregamento regulado de forma a manter-se constante no valor devido para o estágio correspondente. De acordo com a ABNT NBR 12131:2006 na execução da prova de carga, à estaca é carregada até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Neste trabalho de pesquisa, a metodologia adotada baseou-se na análise geotécnica, geométrica e estrutural de um sistema de fundações de uma obra localizada no município de Palmas-TO. Não serão identificadas neste trabalho assim como as empresas que realizaram as sondagens, ensaios de carga estática e o projeto de fundações.

3.1 Estudo Geotécnico

O estudo de caso, foi iniciado com o estudo geotécnico, analisando os laudos de sondagens do terreno, de uma obra da cidade de Palmas-TO, e a partir deles realizou-se o estudo do perfil geotécnico dos solos, que proporcionou o conhecimento das camadas do solo, os índices de NSPT, o nível do lençol freático, a identificação do solo e sua formação geológica.

3.2 Análise da Planta de Carga

Associada ao reconhecimento do subsolo e de suas propriedades, é necessária a análise da planta de carga com o objetivo de identificar os carregamentos do edifício a avaliação das grandezas dos pilares, foi iniciada assim a parte geométrica do projeto.

A análise da planta de carga e de locação dos pilares tem um papel importante para a escolha da fundação empregada, pois a partir da forma e dimensões dos pilares, juntamente com o laudo, foi realizada a escolha do tipo de fundação e também através dela sucedeu-se a identificar e posicionamento de cada pilar, conforme cálculo de influência na determinação do furo de sondagem.

3.3 Escolha do Tipo de Fundação

Logo após, a identificação do solo e as cargas que nele transmitidas, pode-se definir o tipo o tipo de fundação, após análise optou-se por fundações profundas do tipo estacas raiz, definidas após estudos de nível de água, resistência a penetração (NSPT), capacidade de carga da fundação e o método executivo e a disponibilidade em mercado e a viabilidade de mão de obra.

3.4 Capacidade de Carga do Solo

Em seguida, foi definido o tipo de fundação e com o laudo de sondagem, a determinação da capacidade de carga do solo e o comprimento da fundação, utilizando os métodos semi-empíricos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

3.5 Análise dos Resultados

Os resultados obtidos a partir dos métodos semi-empíricos foram confrontados com os resultados do ensaio de carga estático. Sendo assim, escolher modelo semi-empírico que melhor se adapta ao solo e o resultado que mais se aproxima do ensaio.

3.6 Dimensionamento Estrutural

Então, foi realizado o dimensionamento estrutural da fundação escolhida, conforme parâmetros de projeto estabelecidos em pela NBR 6118/2014, que trata de projetos de estruturas de concreto armado e NBR 6122/210, que trata sobre projetos de fundações, ou seja uma reavaliação do projeto do pilar estudado, obtendo-se projeto da fundação.

3.7 Comparativo

Portanto, realizar análise comparativa entre modelo projetado, anexo E, e o modelo executado e a conclusão sobre eles.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Análise dos Laudos de Sondagem

O estudo de caso teve início pela análise dos laudos de sondagens. A obra em de estudo possui área de terreno 6000 m² foram realizados 8 furos de reconhecimento simples do tipo SPT de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). Os laudos das figura 24, 25 e 26 são os que melhores representam a região estudada, pois encontra-se mais próximo da das demais investigações geotécnicas estudadas, os remanescentes laudos encontram-se no anexo A.

Figura 24 - Laudo de Sondagem - SP 02

Laudo de Sondagem - Furo: SP 02						
Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 hrs	1°+2° 15	2°+3° 15	Consistência*/ Compacidade**	Descrição do solo
-1,00	01					Argila de cor escura com presença de matéria orgânica.
-2,00	02		4	4	Mole*	Argila de cor variegada com pedregulho laterítico de graduação média.
-3,00	03		9	10	Média*	
-4,00	04		4	4	Mole*	
-5,00	05		25	17	Rija*	Argila Arenosa de cor vermelha.
-6,00	06		34/24	20/9	Dura*	Silte Argiloso de cor variegada.
-7,00	07		26	28	Dura*	Silte de cor cinza
-8,00	08		22	26	Dura*	
-9,00	09		28	32/23	Dura*	
-10,00	10		40/21	25/6	Dura*	Silte de cor roxa
-11,00	11		50/10		Dura*	
-12,00	12					

Fonte: Adaptado Próprio Autor (2019)

Figura 25 - Laudo de Sondagem - SP 03

Laudo de Sondagem - Furo: SP 03						
Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 hrs	1°+2° 15	2°+3° 15	Consistência*/ Compacidade**	Descrição do solo
-1,00	01					Silte Arenoso de cor vermelha com pedregulho laterítico de graduação fina
-2,00	02		11	10	Mediamente compacta**	
-3,00	03		7	7	Pouco compacta**	
-4,00	04		7	7	Pouco compacta**	Silte Argiloso de Cor Variegada.
-5,00	05		13	16	Mediamente compacta**	
-6,00	06		26	40/26	Muito compacta**	Silte Argiloso de Cor Cinza
-7,00	07		50/25	13/10	Dura*	
-8,00	08		50/24	10/09	Dura*	
-9,00	09		50/17	05/02	Dura*	
-10,00	10					
-11,00	11					
-12,00	12					

Fonte: Adaptado Próprio Autor(2019)

Figura 26 - Laudo de Sondagem - SP 07

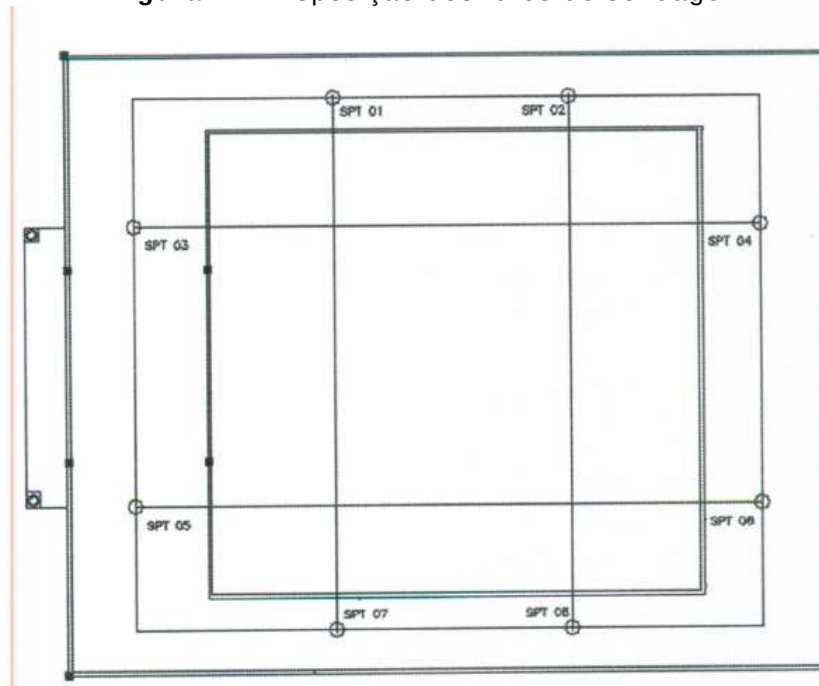
Laudo de Sondagem - Furo: SP 07						
Profundidade	Nº da Amostra	N.A. 24 hrs	1º+2º 15	2º+3º 15	Consistência*/ Compacidade**	Descrição do solo
-1,00	01					Silte Arenoso de cor preta
-2,00	02		11	13	Mediamente compacta**	Pedregulho laterítico de cor vermelha
-3,00	03		9	9	Mediamente compacta**	
-4,00	04		5	8	Pouco compacta**	Silte arenoso de cor vermelha com pedregulho de graduação grossa
-5,00	05		23	22	Compacta**	Silte Argiloso de cor cinza
-6,00	06		25	29	Compacta**	
-7,00	07		50/21	17/6	Muito compacta**	Silte Argiloso de cor avermelhado
-8,00	08		50/19	8/4	Muito compacta**	
-9,00	09		50/6		Muito compacta**	
-10,00	10					
-11,00	11					
-12,00	12					

Fonte: Adaptado Próprio Autor

4.2 Perfil Geotécnico do Solo

A partir dos laudos de sondagem foram elaborados os perfis geotécnicos dos solos, segue abaixo a disposição dos furos de sondagem, sendo assim, para elaboração dos perfis foram divididos em duas camadas a 01 representando os furos de sondagem impares e camada 02 para furos pares.

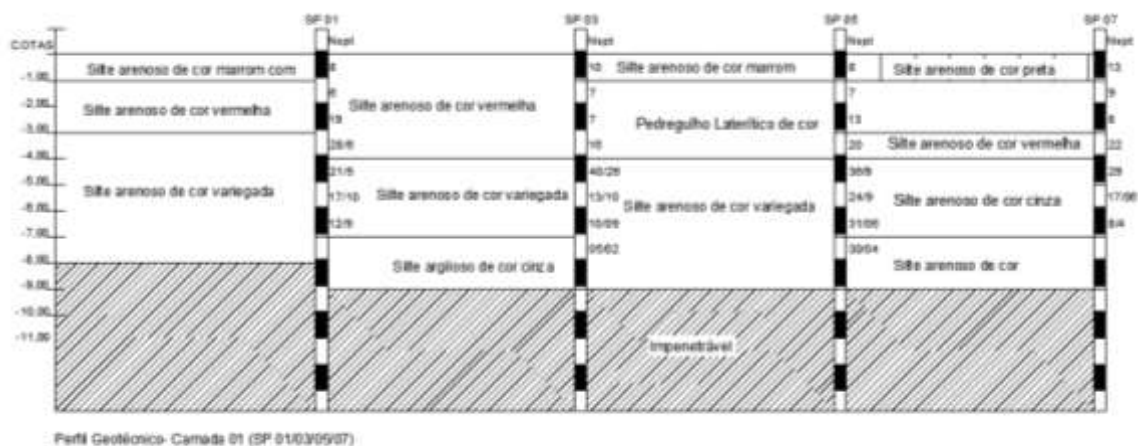
Figura 27- Disposição dos furos de sondagem



Fonte: Adaptado Próprio Autor (2019)

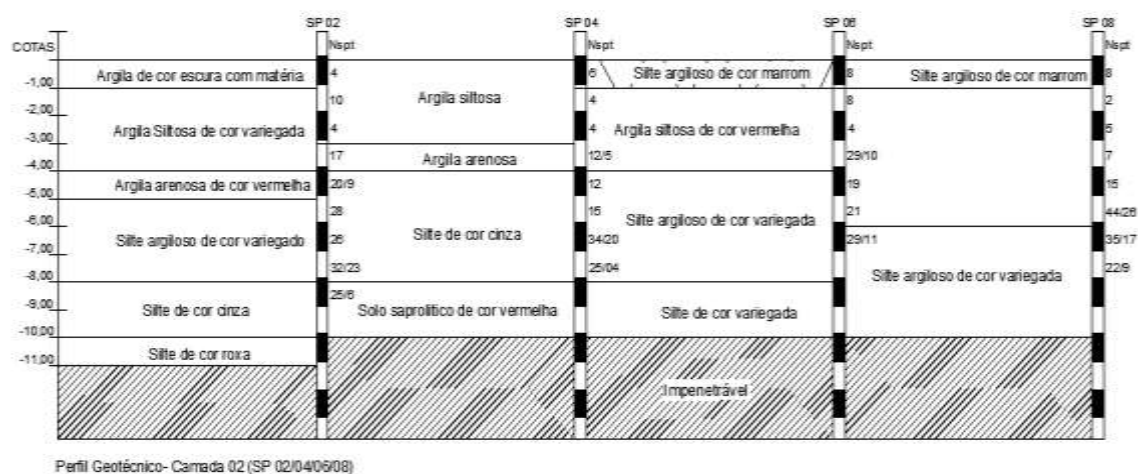
Neles são relatados os siltes arenosos, o tipo de solo de maior abundância na região estudada, entre outros solos como, silte, argilos, pedregulhos lateríticos e argilas siltosas, conforme mostrados nos perfis geotécnicos, figuras 28 e 29. Os valores com NSPT superiores a 50 ou impenetrável foram considerados iguais a 50. Outra característica, é que os solos vão aumentando o NSPT conforme o avanço da profundidade. Além disso, os laudos apresentaram solo impenetrável nos 8 e 9 metros de profundidade e a maior profundidade sondada foram 10 metros, e conforme as informações apresentadas nos laudos de sondagem percebe-se que não há presença de água.

Figura 28 - Perfil Geotécnico - Camada 01



Fonte: Adaptado Próprio Autor (2019)

Figura 29 - Perfil Geotécnico - Camada 02



Fonte: Adaptado Próprio Autor (2019)

4.3 Planta de Carga

Para o estudo geotécnico deste trabalho utilizou-se a planta de locação dos pilares, sendo o de maior carga P13 com 666,7 tf e o menor com PC6 1,6 tf, sendo demais pilares e cargas contidas na planta de carga e locação, anexo B e anexo C.

4.4 Definição do Tipo de Fundação

Conforme análise dos laudos de sondagens tornou-se possível o conhecimento do substrato do solo, seus índices NSPT e demais características ao longo de sua profundidade. Desta forma, os laudos apresentaram índices iniciais de alta resistência, solos impenetráveis e não houveram estudos nas camadas inferiores para melhor reconhecimento, além disso, devido a robustez da edificação optou-se pelo uso de fundação indireta.

Deste modo, conforme planta de carga, os carregamentos a serem transmitidos ao solo são elevados, e o solo possui alta resistência à penetração então optou-se pela utilização de estaca do tipo raiz. Este tipo de fundação possui vantagens quanto a execução em solos resistentes, por ser escavada a trado possui baixo ruído e vibrações.

4.5 Capacidade de Carga das Estacas

Após a definição dos laudos de sondagem e do tipo de fundação, sucedeu-se a o dimensionamento geotécnico. Inicialmente avaliou a capacidade de carga da estaca para os três métodos semi-empíricos propostos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Alguns parâmetros decisório para os cálculos foram definidos a partir do laudo de sondagem, como a profundidade calculada, pois a maioria laudos apresentaram solo impenetrável em 8 metros, logo a profundidade das estacas serão de 8 metros.

Desta maneira, para os cálculos foram utilizadas estacas de 40 e 25 cm de diâmetro, adicional a isto foi definido fato de segurança para resistência de ponta e lateral da estaca, conforme NBR 6122 (ABNT, 2010), o fato de segurança de 1,6 devido a utilização de prova de carga.

4.5.1 Metodologia de Cálculo

Utilizou-se para o cálculo de capacidade de carga a planilha eletrônica “Rotina Computacional para a Previsão da Capacidade de Cargas em Estacas”, Ferreira, T. B. et al, (REEC, 2014), com implementação de macros linguagem de programação VBA e rotinas computacionais é possível estimar a capacidade geotécnica das estacas, com a inserção de dados NSPT, tipo de estaca e características do solo.

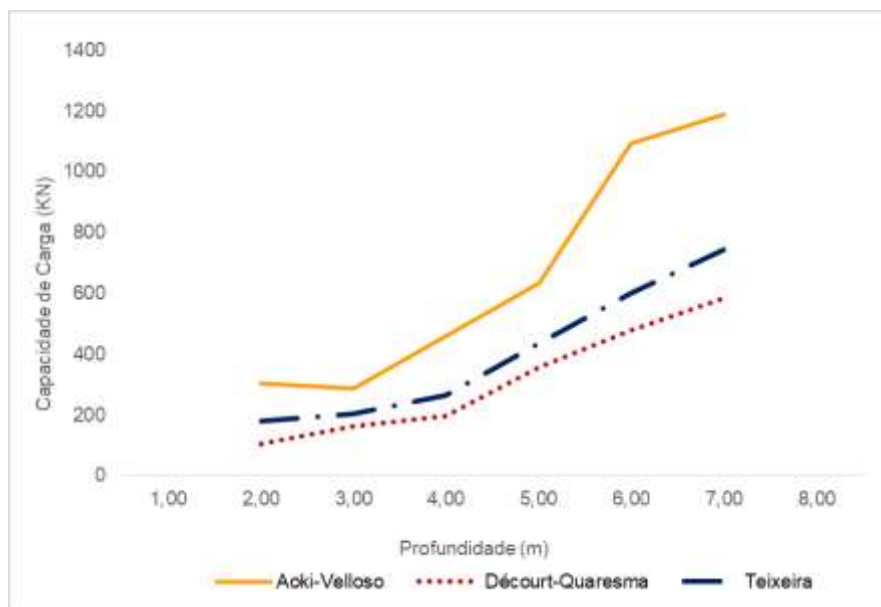
4.4.1.1 Método Aoki Velloso

Para cálculo deste método foram utilizados parâmetros k e α , conforma tabela 1, que variam conforme o tipo de solo existente em cada camada, e $F1$ e $F2$ variando conforme o tipo de estaca, mostrado na tabela 2 e calculada pela equação 9, conforme já apresentado acima.

Declarado pela tese de Kurt Amann que no meio geotécnico brasileiro existem duas classificação para os métodos semi-empíricos os “conservadores” e os “contra a segurança” e apresenta conforme resumos de artigos científicos demonstram o paradigma de classificação dos métodos semi-empíricos, conforme anexo D, resultados já esperados para certos tipos de solos, com relação aos métodos semi-empíricos, mostra então que para solos do tipo areia argilosa, silte argiloso e laterítico, na região de São Paulo, e residual jovem, na região de Goiás, apresentaram melhor resposta com o método do Aoki Velloso, ou seja, solos mais resistentes, considerando-o mais conservador (AMANN, 2010).

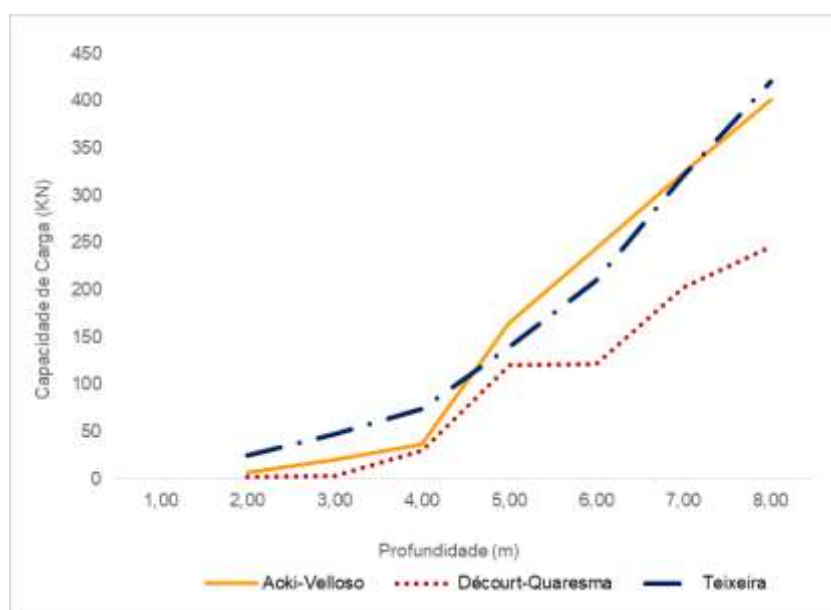
Então para estudo realizando em Palmas-TO, com o tipo do solo encontrado na sondagem do furo SP 07, que possui em sua maioria solos do tipo silte arenoso e silte argiloso e uma pequena camada de pedregulho laterítico, para estaca do tipo raiz, com diâmetro de 40 cm possui melhor resposta pelo método do Aoki-Velloso, conforme mostrado na figura 30. Entretanto, para o perfil de solo com característica do tipo do SP 08, que possui em sua composição argila siltosa e silte argiloso, apresenta equivalência na resposta entre os métodos do Aoki-Velloso e Teixeira, porém capacidade de carga com valores reduzidos se comparados ao laudo SP 07, conforme figura 31.

Figura 30 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 07 –Ø40 cm



Fonte: Autor (2019)

Figura 31 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 08 –Ø40 cm



Fonte: Autor (2019)

4.4.1.2 Método Décourt-Quaresma

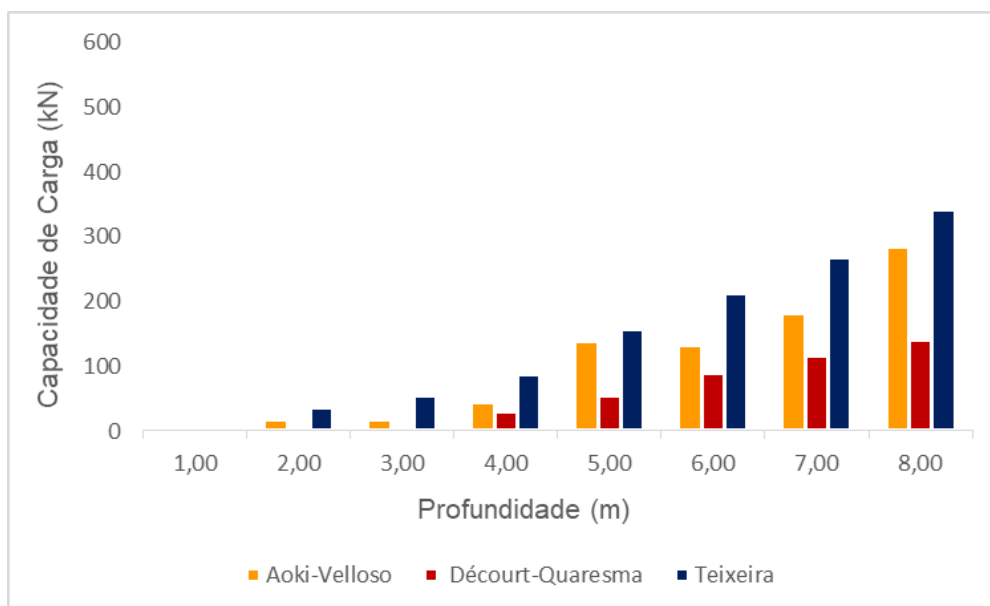
Foram utilizados os parâmetros α e β que variam em função do solo e do tipo da estaca, neste caso, raiz. O coeficiente C utilizado varia de acordo com cada tipo de solo e é parâmetro para o cálculo da resistência de ponta. O método leva em consideração para a tensão referente ao atrito lateral, o valor médio do Nspt ao longo do fuste. Considerando ainda que o limite máximo do Nspt que deve ser considerado no atrito lateral, não deve ultrapassar a 50.

Além do mais, para a resistência de ponta são utilizados valores médios do NSPT da camada de base da ponta da estaca, da camada imediatamente anterior e imediatamente posterior, sendo que no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, conforme NBR 6122, para estacas escavas (ABNT, 2010).

Conforme tese de Wiliam Bertuzzi, que analisou capacidade de carga para estacas em solos arenosos, observou-se que o método semi-empírico de Décourt-Quaresma apresenta melhor resultado. E também conforme tese de Kurt Amann traz resumo dos artigos técnicos científicos para demonstração do paradigma de classificação dos métodos semi-empíricos, anexo D, demonstra em locais como Belém, solo arenoso e estaca raiz o melhor método foi Décourt-Quaresma, considerado o mais conservador, e também teve bons resultados demais solos como: sedimentar arenoso, laterítico, argila porosa e argila arenosa. (AMANN, 2010).

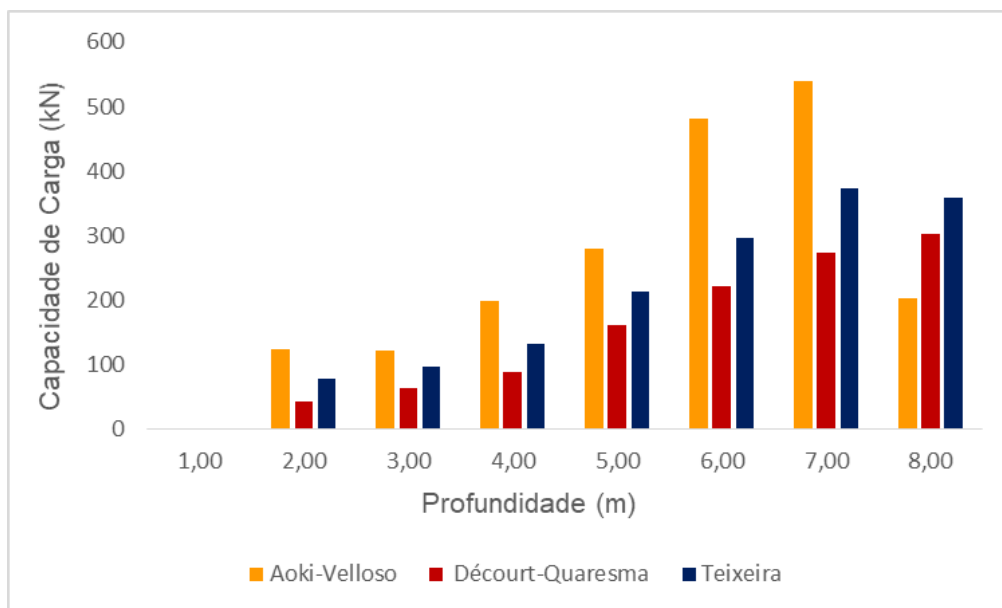
A partir destas, então é possível ilustrar o comportamento dos gráficos conforme figuras abaixo, o comportamento dos métodos semi-empíricos conforme sondagem, sendo que a figura 32 representa solo com característica mais resistente, composto por argila e silte onde observou que obteve acréscimo crescente de resistência devido ao tipo do material do solo, mas com baixos resultados de capacidade de carga final comparados com o da figura 33 com solo de predominância silte e pedregulhos, que obteve nas primeiras profundidades resistências significativas e crescentes conforme foi avançando.

Figura 32 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 02 –Ø25 cm



Fonte: Autor (2019)

Figura 33 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 07 – Ø 25 cm



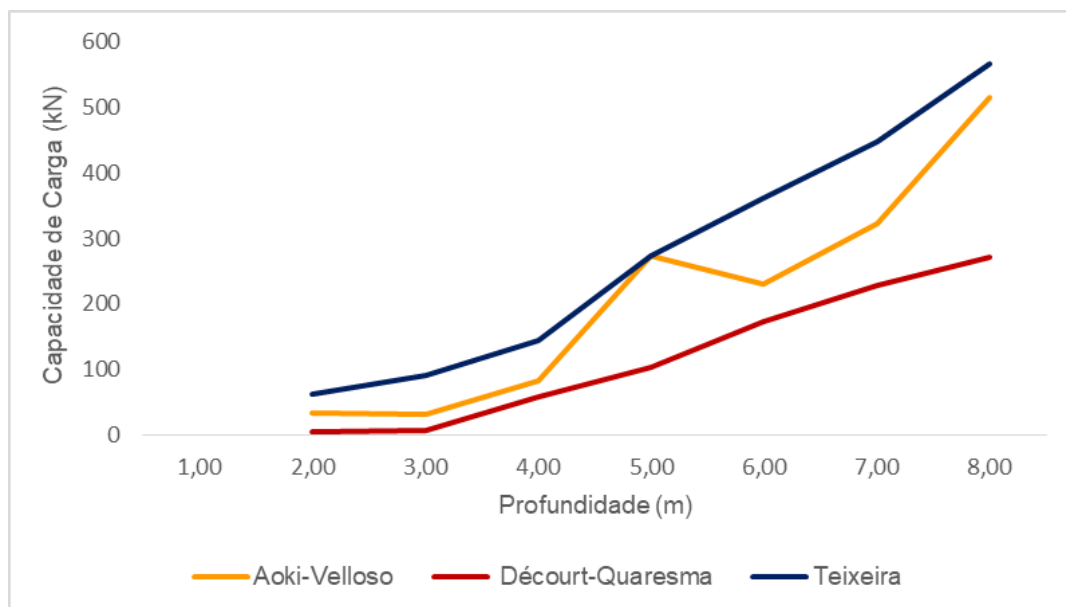
Fonte: Autor (2019)

4.4.1.3 Método Teixeira

Teixeira (1996), na tentativa de uma unificação entre os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) traz que o cálculo da capacidade de carga pode ser realizado utilizando outros parâmetros para α e β . Os valores proposto por Teixeira para o parâmetro α são decorrentes do solo e do tipo de estaca, sendo NSPT da camada de base da ponta da estaca valor o médio do NSPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo, sendo que no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, conforme NBR 6122 (ABNT, 2010). E conforme tese de Kurt Amann traz resumo dos artigos técnicos científicos para demonstração do paradigma de classificação dos métodos semi-empíricos, anexo D, o método Teixeira teve melhor respostas em solos argilosos.

Conforme observa-se nas figuras 34, para sondagem 02 de predominância solos argilosos e siltosos o método Teixeira, obteve-se melhor resposta, dominando a capacidade de carga maior e crescente ao longo de extensão do solo. E na tabela 07 é possível observar em comparação entre os métodos semi-empíricos e o resultado da prova de carga estático, salientando que o método Teixeira é o que mais se aproxima da resposta do ensaio.

Figura 34 - Gráfico dos métodos de cálculo para a sondagem 02 – Ø40 cm



Fonte: Autor (2019)

Tabela 7 - Comparação entre os métodos semi- empíricos e resultado prova de carga- SP 02

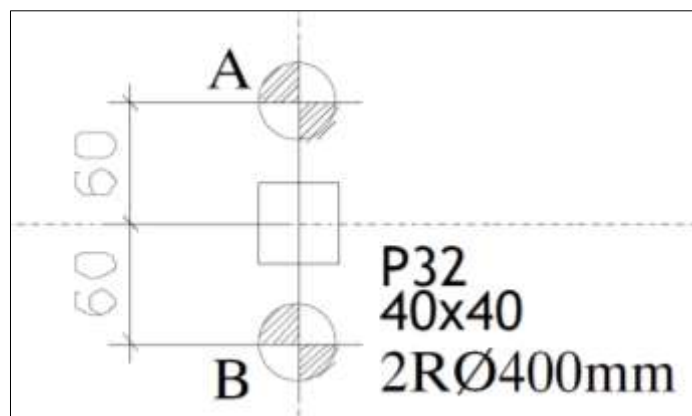
SP 02				Ensaio de Prova de Carga (kN)	
Tipo:	Estaca Raiz	Diâmetro:	40	Capacidade de Carga (kN)	Média Recalque (mm)
Profundidade	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira		
1,00					
2,00	34,56	5,28	62,83	251,14	0
3,00	31,10	7,79	91,11	501,29	0,19
4,00	82,94	58,66	145,30	752,43	0,5
5,00	273,48	103,60	272,85	1002,58	1,21
6,00	229,60	173,97	361,52	1253,72	2,08
7,00	321,97	227,87	447,68	1503,87	3,08
8,00	515,17	271,25	566,91	1755,01	4,83
				2005,16	6,65

Fonte: Autor (2019)

4.5 Prova de Carga

O ensaio foi realizado na estaca P32B de 410 mm de diâmetro e profundidade total de 8 m localizada na região dos furos de sondagem SP 07 e SP 08. O ensaio começou após a leitura inicial dos extensômetros, sem que houvesse carga aplicada.

Figura 35 - Localização P32



Fonte: Adaptado Autor (2019)

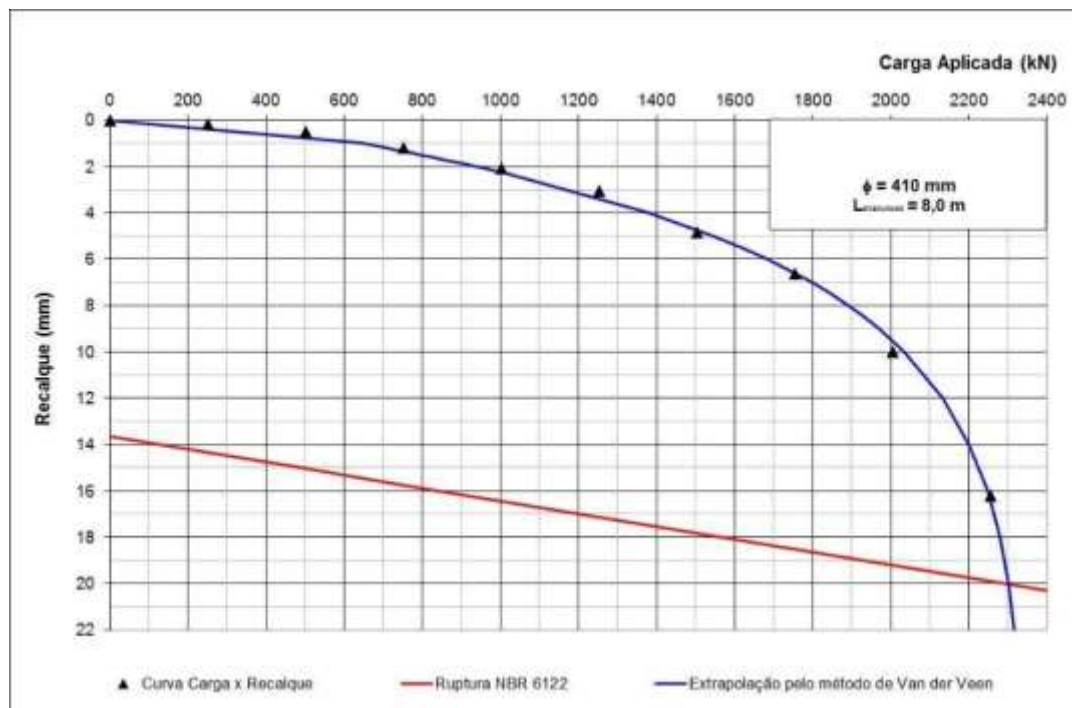
Tabela 8 - Deslocamentos medidos no topo da estaca PC1 executada na estaca P32B

Carga (ton)	Carga (kN)	Deslocamento			
		E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	Média (mm)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
25,60	251,14	0,16	0,25	0,16	0,19
51,10	501,29	0,25	0,69	0,56	0,50
76,70	752,43	1,04	1,28	1,31	1,21
102,20	1002,58	1,77	2,17	2,29	2,08
127,80	1253,72	2,54	3,28	3,41	3,08
153,30	1503,87	4,16	5,16	5,16	4,83
178,90	1755,01	5,79	7,08	7,08	6,65
204,40	2005,16	8,88	10,58	10,54	10,00
230,00	2256,30	14,93	17,01	16,68	16,21
124,10	1217,42	43,27	44,82	47,32	45,14

Fonte: Adaptado Autor (2019)

A partir daí, iniciou-se o carregamento, o qual foi planejado em dez estágios com cargas iguais a: 25,6 tf; 51,1 tf; 76,7 tf; 102,2 tf; 127,8 tf; 153,3 tf; 178,9 tf; 204,4 tf; 230,0 tf e 262,8 tf. Após a estabilização dos recalques para o estágio de carga de 230,0 tf foi realizada a tentativa de aplicar da carga de 262,8 tf referente ao décimo estágio, mas a estaca não suportou a carga de 262,8 tf e, ao mesmo tempo, observou-se uma redução brusca na pressão indicada no manômetro e acréscimos significativos dos deslocamentos registrados nos extensômetros.

Figura 36 - Curva carga x deslocamento do topo da estaca PC1 e interpretação dos resultados da prova de carga de acordo com a ABNT NBR 6122:2010



Fonte: Adaptado Autor (2019)

Na Tabela 7 são expostos os valores dos deslocamentos medidos no topo da estaca na prova de carga PC1 executada na estaca P32B.

Mediante análise verifica-se na Figura 33 que o valor estimado para a capacidade de carga geotécnica última considerando o critério de ruptura convencional da ABNT NBR 6122:2010 para a estaca ensaiada PC1 foi de aproximadamente 2300 kN (234,5 tf). Através do ensaio observou-se um comportamento carga versus deslocamento com indício de uma ruptura nítida, conforme indicado pela curva carga.

4.5.1 Resultado do Ensaio

Segundo Gisleine (TECHNE, 2005), a maior das vantagens da prova de carga estática é verificar in loco o real comportamento da estaca, e com o resultado em mãos pode-se otimizar o projeto de fundações e reduzir custos. Pois verificada a real capacidade de carga do solo, pode-se determinar a quantidade de estacas, especificar seção ou comprimento menores conforme resultado da capacidade de carga. Então o ideal é realizar o ensaio na estaca

teste antes da execução da fundação, pois assim consegue a otimização, com o objetivo de determinar a capacidade de carga especificada em projeto.

O resultado do ensaio de prova de carga estático foi de 2300 KN, para 16,21 mm de recalque. Quando nele empregado o fator de segurança de 1,6, o passa a ser de 1437,5 KN e é esse valor do que será levado em consideração para parâmetro de escolha do método semi-empírico. Este dado foi utilizado para o dimensionamento das fundações deste projeto.

4.6 Comparação entre os Métodos Semi-empíricos X Prova de Carga

Conhecido o resultado do ensaio de carga estático, pode-se então definir qual o método semi-empírico mais se aproxima do resultado do ensaio de prova de carga. Foram consideradas as parcelas e resistência de ponta e de resistência lateral, compondo assim a carga geotécnica admissível, e para argumento de comparação utilizou as cargas da última camada.

Tabela 9 - Comparativo entre os métodos de acordo com as sondagens - Ø40 cm

Laudo	Carga Geotécnica Admissível (KN)				Prova de Carga (kN)	
	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média	Prova de Carga *	Média Recalque (mm)
SP 01	534,56	321,38	763,62	539,85	156,96	0,19
SP 02	515,17	271,25	566,91	451,11	313,31	0,5
SP 03	516,34	277,54	527,06	440,31	470,27	1,21
SP 04	384,06	309,84	647,47	447,12	626,61	2,08
SP 05	740,24	322,69	669,87	577,60	783,58	3,08
SP 06	245,32	269,37	543,78	352,82	939,92	4,83
SP 07	324,39	631,39	648,41	534,73	1096,88	6,65
SP 08	401,57	245,49	420,31	355,79	1253,23	10
					1410,19	16,21

* Aplicado nos cálculos de capacidade de carga do ensaio fator de segurança 1,6

Fonte: Autor (2019)

De acordo com a tabela 9 e a figura 37 é possível avaliar que o método de Décourt-Quaresma apresenta os menores valores para as tensões admissíveis para cada sondagem, em relação aos métodos semi-empíricos e ao resultado do ensaio. Diante do exposto na tabela 10, os métodos de Aoki-Velloso e Teixeira, são os que mais se aproximam dos resultados da prova de carga. Ressalta-se que, estes resultados foram devido ao índice de resistência do solo em estudo apresentar um crescimento, que seguem uma tendência e não uma característica, ao longo da sua profundidade. A prova de carga

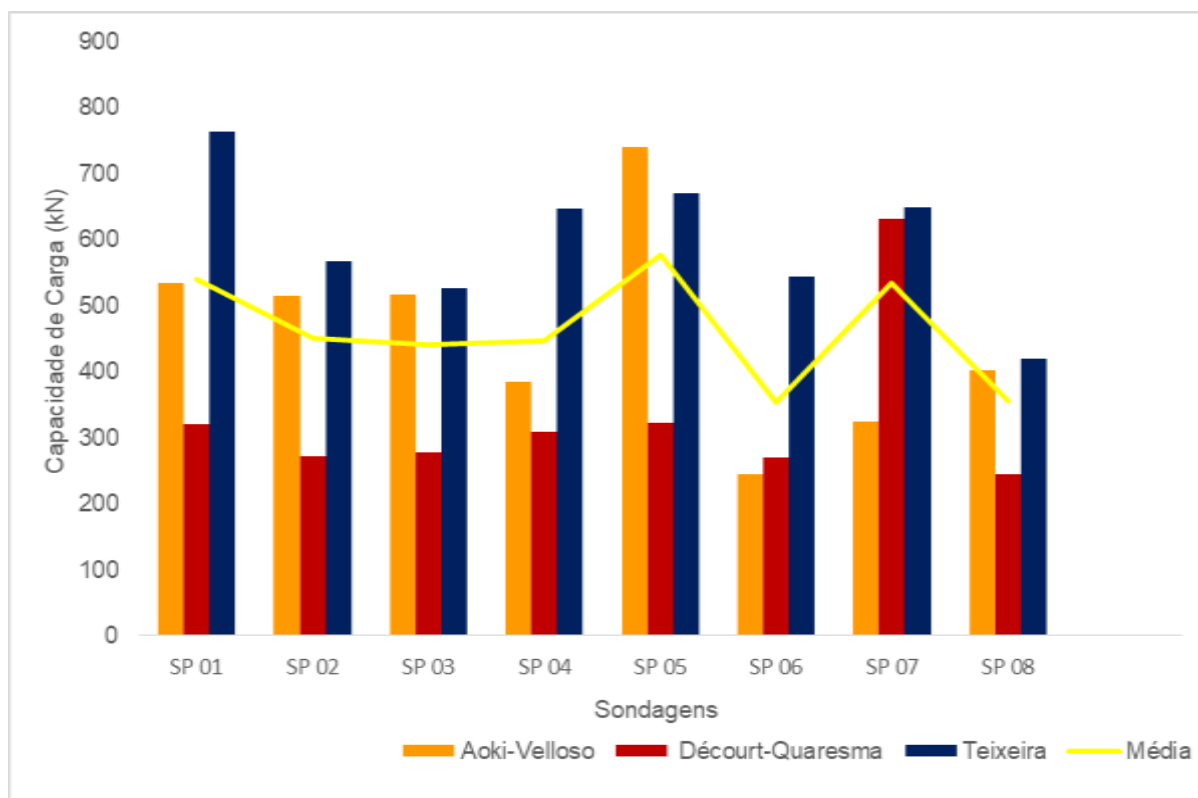
apresentou capacidade de carga do solo cerca de 54,15% maior os métodos semi-empíricos, sendo assim para fins de dimensionamento considerou a capacidade de carga do ensaio. Além disso, os recalques provenientes do ensaio foram inferiores a 25 mm que seria o valor máximo indicado por Décourt (1998).

Tabela 10 - Comparação entre os métodos Aoki-Velloso e Teixeira X Ensaio Prova de Carga, relação dos valores maior para o menor.

Carga Geotécnica Admissível (KN)		
Aoki-Velloso	Teixeira	Prova de Carga *
740,24	763,62	1410,19
534,56	669,87	
516,34	648,41	
515,17	647,47	
401,57	566,91	
384,06	543,78	
324,39	527,06	
245,32	420,31	

Fonte: Autor (2019)

Figura 37 – Comparativo entre os métodos e as sondagens –Ø 40 cm



Fonte: Autor (2019)

4.7 Dimensionamento das Fundações

4.7.1 Quantidade de Estacas

As estacas foram dimensionadas a partir do resultado encontrado no ensaio de prova de carga estático, pois mesmo que entre os métodos o que mais se aproxima do resultado do ensaio que é Teixeira, os valores obtidos por ele, representam cerca da metade dos valores obtidos no resultado do ensaio, portanto, optou-se o dimensionamento com o resultado do ensaio.

Conforme já explanado, para o dimensionamento foram utilizadas estacas do tipo raiz com diâmetro comercial de 250 e 400 mm. A partir desse dimensionamento avaliou-se o número de estacas necessário para transmissão de carga do pilar ao solo de fundação de acordo com a equação 17. Segundo recomendação da NBR 6122/2010 deve se considerar o peso próprio das fundações ou no mínimo 5% da carga vertical permanente, sendo assim, adotou-se 10% da carga vertical.

$$N_e \geq \frac{1,10 Q_i}{Q} \quad (\text{Equação 17})$$

Onde:

N_e : Número de estacas;

Q_i : Carga no pilar;

Q : Capacidade de carga do solo, conforme método estabelecido

Elaborou a análise das cargas dos pilares para otimização da escolha do diâmetro, das estacas conforme a carga que a estaca consegue suportar, segundo PINI (2016), para estacas com diâmetros de 250 mm possuem cargas de até 700 kN e diâmetros de 400 mm para até 1300kN. Desta forma, será apresentado o número de estacas do presente projeto, apêndice A.

4.7.2 Dimensionamento Estrutural das Estacas

Segundo NBR 6122 (ABNT 2010), as estacas raiz devem possuir f_{ck} máximo de 20 Mpa e 0,5% da área da estaca, de armadura mínima e seu comprimento integral.

Sendo assim, pra os diâmetros padronizados e mais usais encontrados no mercado, suas ferragens e detalhamentos são apresentadas conforme figura 36, abaixo.

Além disso, a norma também preconiza em todo seu comprimento e a perfuração é preenchido por argamassa de cimento e areia.

Figura 38 - Dados para projeto

1 - Diâmetro da estaca (mm)	450	410	310	250	200	160	150	120	100
2 - Diâmetro externo do tubo (mm)	406	355	275	220	168	140	127	102	80
3 - Área de secção transversal (cm²)	1590	1320	755	491	380	201	177	113	79
4 - Perímetro da estaca (cm)	141	126	98	79	63	50	47	38	31
5 - Distância mínima entre eixos (cm)	135	130	100	80	70	60	60	60	60
6 - Distância mínima eixo-divisa (cm)	40	30	30	30	30	30	30	30	30
7 - Diâmetro externo do estribo (mm)	330	280	200	155	110	-	-	-	-
8 - Diâmetro interna da coroa (mm)	374	323	235	180	133	120	105	72	60
9 - Diâmetro da estaca em rocha (mm)	355	305	228	178	127	101	76	-	-
10 - Cimento (kg)	163	135	70	50	30	20	15	10	8
11 - Área (L)	272	226	113	75	47	30	27	17	12
12 - Armação long. mínima CA-50 (mm)	10 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 20	6 Ø 16	5 Ø 16	4 Ø 16	3 Ø 16	1 Ø 25	1 Ø 25
13 - Estribo CA-25 (mm)	Ø 6,3	Ø 6,3	Ø 6,3	Ø 6,3	Ø 5	-	-	-	-

⁸ Fonte: Fundesp

4.7.3 Bloco de Coroamento

O presente trabalho é limitado ao dimensionamento geométrico do bloco de coroamento que foi definido após a quantidade de estacas utilizadas para suportar a solicitação da superestrutura. Logo, será apenas apresentada a representação geométrica dos blocos de coroamento das estacas.

4.7.4 Planta de Locação das Estacas

Após todas as análises e cálculos, finalizado o dimensionamento das fundações, será representado pela planta de locação das estacas, juntamente com os blocos de coroamento, apêndice A.

4.8 Comparativo entre os Projetos

Alguns aspectos do projeto original mantiveram-se igual ao novo projeto, por exemplo a utilização da estaca raiz e o diâmetro das estacas raiz de 250 mm e 400 mm.

⁸ Disponível em: http://www.fundesp.com.br/port/pt_08_m4.htm; Acesso em 21 de Junho 2019.

Outro ponto em questão foi a quantidade de estacas, houve um acréscimo significativo no número de estacas no novo projeto, principalmente nos pilares mais carregados, conforme tabela 10, como no número total de estacas, conforme tabela 11.

Tabela 11 - Relação dos pilares mais carregados entre projeto original e novo

Dados do Projeto			Original	Novo
P	Carga (KN)	Pilar	φ 40	φ 40
13	6667	P13	6	5
35	5626	P35	5	4
14	5571	P14	5	4
36	5277	P36	6	4
4	5245	P4	5	4
41	4621	P41	4	4

Fonte: Autor (2019)

Tabela 12 - Relação do número de estacas entre o projeto original e novo

Original		Novo	
φ 25	φ 40	φ 25	φ 40
17	93	11	83

Fonte: Autor (2019)

Por fim observou-se que houve redução de 85% do número de estacas no total do projeto original para o novo projeto dimensionado

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Baseado na análise dos resultados do estudo realizado pode-se concluir que:

- Para cálculo da capacidade de carga, baseado na prova de carga, podem ser considerados eficazes os métodos Aoki-Velloso e Teixeira, pois apresentaram valores próximos aos encontrados nos resultados do ensaio. Ainda nesse cenário, conclui-se que o método do Décourt-Quaresma apresentou valores bem inferiores, caracterizando se como o método menos recomendado, para estudo pontual, devido ao tipo de solo.
- Devido ao solo estudado apresentar camadas impenetráveis em profundidades muito baixa, para melhor reconhecimento do subsolo dessa região faz se necessário a realização de ensaio rotativo.

- c) O novo projeto dimensionado obteve número menor de estacas comparado ao projeto original executado.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros:

- a) Dimensionamento de fundações profundas em estacas em comparação a tubulões, atentando a diferença de custos;
- b) Análise dos métodos semi-empíricos utilizando ensaio dinâmico e estático;

REFERÊNCIAS

_____. **NBR 12131**: Estacas – prova de carga estática – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

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

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

_____. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

AMANN, K.A.P. **Metodologia semi-empírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas** / K.A.P. Amann. – São Paulo, 2010.

ARAÚJO, G.S., SILVA, C.M., CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PAOLUCCI, H.V.N. Capacidade de Carga da Estaca Hélice Contínua Monitorada em Função do Torque Obtido Durante a Execução. In: I GEOCENTRO, 2009. I GEOCENTRO. Goiânia, GO. p. 71-76.

BADHU, M.; CARNEIRO, L. A. V.; MARQUES; B. E. S. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

BARONI, Magnos. **Fundações e estruturas de contenção**. Notas de Aula, 2013, não paginado.

CABETTE, J.F. Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico / J.F. Cabette. – São Paulo, 2014.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R.C.; PEREIRA, J.H.F.; PAOLUCCI, H.V.; ARAKI, M.S.. Utilização do Ensaio SPT-T no Dimensionamento de Estacas. In: XI COBRAMSEG, 1998. XI COBRAMSEG. Brasília, DF. v. 2. p. 973-982.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 2**. 6 ed, ver e ampl.. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

CARDOSO, J. M. **Desenvolvimento de aplicação computacional para determinação da capacidade de carga em fundações profundas**. 2018.

CARVALHO, R. C.; LIBÂNIO, M. P. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo: PINI, 2009.

CINTRA, J. C. A. & AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013

CORDEIRO, I. O. **Comparação entre métodos de capacidade de carga e recalques com resultados de provas de carga estática** / Iury Oliveira Cordeira. – Palmas, 2019.

CRAIG, R. F. **Mecânica dos Solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

DAS, Braja. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson, 2007.

FERREIRA, T. R., et al, **Rotina Computacional para a Previsão da Capacitação de Carga em Estacas**. REEC, vol. 8, n. 3, 2014.

Fundações Profundas II. **Revista Técnica**, São Paulo, 2005.

HACHICH, W, et al. **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998

MARANGON, M. (2013). **Notas de aula – Mecânica dos Solos II: Capacidade de carga dos solos**. Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora.

MARANGON, M. (2018). **Notas de aula – Geotecnia de Fundações e Obras de Terra: Introdução à Geotecnia de Fundações**. Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juiz de Fora.

NYAMA, S.; AOKI, N. Correlação entre provas de carga dinâmicas e estáticas no campo experimental na EPUSP/ABEF. In: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., SÃO PAULO 1991. **Anais**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1991. p.285-293.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

Prova de carga estática. Disponível em: <http://www.solofix.com.br/servicos_detalhe.php?nIdServico=9>. Acesso em: 28 de novembro de 2017.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações:** guia prático de projeto e execução e dimensionamento. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

REGO, W. L. **Comparação dos métodos semi-empíricos para obtenção da capacidade de carga do solo de acordo com ensaio de carga estática /** Wesley Lima Rego – Palmas, 2018.

SCHNAID, F. & ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

Trabalho de Conclusão de Curso – Bacharelado em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins. Palmas, 2018.

VELLOSO, D. A. LOPES, F. R. **Fundações.** Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações:** critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

YAZIGI, W. **A Técnica de Edificar.** 13. ed. rev. e atual. São Paulo: Pini, 2013.

ANEXO A

LAUDOS DE SONDAGENS

LAUDO DE SONDAGEM

Euro: SP 01

SP 01

Folha: 04

04

Data do Laudo: 15/04/15

15/04/15

Descrições do amostrador

Diámetro externo = 2 1/2"

Peso corporal= 65 Kg

Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"

Diámetro interno = 1 3/8"

Altura da queda = 75 cm

Diámetro de Hacha = 1"

[illegible]

LAUDO DE SONDAGEM

Furo:	SP 03
Folha:	06
Data do Laudo:	15/04/15

Descrições do amostrador

Diámetro externo = 2 1/2"

Page Number: 55/59

Diámetro de Revestimiento = 2 1/2"

Outside diameter = 1.315"

Altura da queda = 75 cm.

Chametrica da Haste = 1"

[illegible]

LAUDO DE SONDAGEM

Furo:	SP 04
Folha:	07
Data do Laudo:	15/04/15

Descrições do amostrador:

Diámetro externo = 2 1/2"

Peso batente= 65 Kg

Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"

Diámetro interno = 1 3/8"

Altura da queda = 75 cm

Diámetro da Haste = 1"

[illegible]

LAUDO DE SONDAGEM

Euro: SP 05

SP 05

Folha: 08

08

Data do Laudo: 15/04/15

15/04/15

Descrições do amostrador

Diametro esterno = 2 1/2"

Peso batente= 85 Kg

Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"

Diámetro interno = 1 3/8"

Altura da queda = 75 cm

Diámetro da haste = 1"

[illegible]

LAUDO DE SONDAGEM

Euro: SP 06

SP 06

Folha: 09

09

Data do Laudo: 15/04/15

15/04/15

Descrições do amostrador:

Diámetro externo = 2 1/2"

Peso batente= 65 Kg

Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"

Diámetro interno = 1 3/8"

Altura da queda = 75 cm

Diámetro de Hacha = 1"

[illegible]

LAUDO DE SONDAGEM

Furo:	SP 07
Folha:	10
Data do Laudo:	15/04/15

Descrições do amostrador

Diámetro exterior = 2 1/2"

Peso balante= 65 Kg

Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"

Diámetro interno = 1 3/8"

Altura da queda = 75 cm

Diâmetro da Haste = 1"

[illegible]

LAUDO DE SONDAGEM

Furo:	SP 08
Folha:	11
Data do Laudo:	15/04/15

Descrições do amostrador

Diámetro externo = 2 1/2"

Peso balante= 85 Kg

Diâmetro do Revestimento = 2 1/2"

Diámetro interno = 1.38"

Altura da queda = 75 cm

Diámetro de Hacha = 1"

[illegible]

CARGA DOS PILARES (Tf)

Elem	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos		
	Fz	Mx	My
P3	244.6	-0.2	-3.3
P4	524.5	7.9	0.2
P5	386.3	7.1	-0.4
P6	81.2	0.5	0.0
P7	64.9	-0.3	0.3
P8	95.2	-0.2	2.5
P9	136.1	0.3	0.6
P10	104.9	-0.2	0.4
P11	6.5	0.0	0.0
P12	330.6	-18.8	2.6
P13	666.7	4.7	3.0
P14	557.1	-0.4	4.2
P15	116.9	-0.2	-3.0
P16	10.5	0.0	0.0
P17	13.6	0.0	0.0
P18	165.2	-14.0	-4.4
P19	134.3	-2.4	-2.8
P20	136.4	1.5	-2.8
P21	173.3	14.2	-0.1
P22	166.2	-19.6	-0.1
P23	134.7	0.8	0.3
P24	134.6	-1.5	0.4
P25	166.3	18.4	-2.5
P26	168.6	-19.8	2.1
P27	135.9	0.7	-3.0
P28	136.0	-1.4	-3.0
P29	168.2	19.0	2.4
P30	167.4	-19.5	7.7
P31	128.9	0.8	0.1
P32	129.3	-1.6	0.0
P33	174.8	19.9	3.3
P34	274.9	-16.7	-3.5
P35	562.6	7.0	0.3
P36	527.7	0.6	-0.3
P37	120.8	0.0	5.9
P38	11.7	-1.6	-4.8
P39	9.7	1.2	-1.1
P40	188.7	-0.7	4.1
P41	462.1	2.1	-2.7
P42	353.8	-2.0	-2.4
P43	80.5	0.3	0.3
P44	68.1	-0.2	0.0
P45	94.2	0.2	-1.6
P48	215.7	1.9	-1.5
P55	139.3	0.2	-0.1
P56	109.3	0.0	-0.3
P95	205.2	0.7	1.1
PC01	8.4	0.0	0.0
PC02	6.0	0.0	0.0
PC06	1.6	0.0	0.0
PC07	6.3	0.0	0.0
PC08	7.9	0.0	0.0
PC09	5.6	0.0	0.0
PC10	5.2	0.0	0.0
PC11	5.7	0.0	0.0
PC12	3.9	0.0	0.0
PC15	1.7	0.0	0.0
PC16	7.4	0.0	0.0
PC20	0.6	0.0	0.0
Soma	9244.3	-11.9	-2.1

ANEXO B

CARGA DOS PILARES

ANEXO C

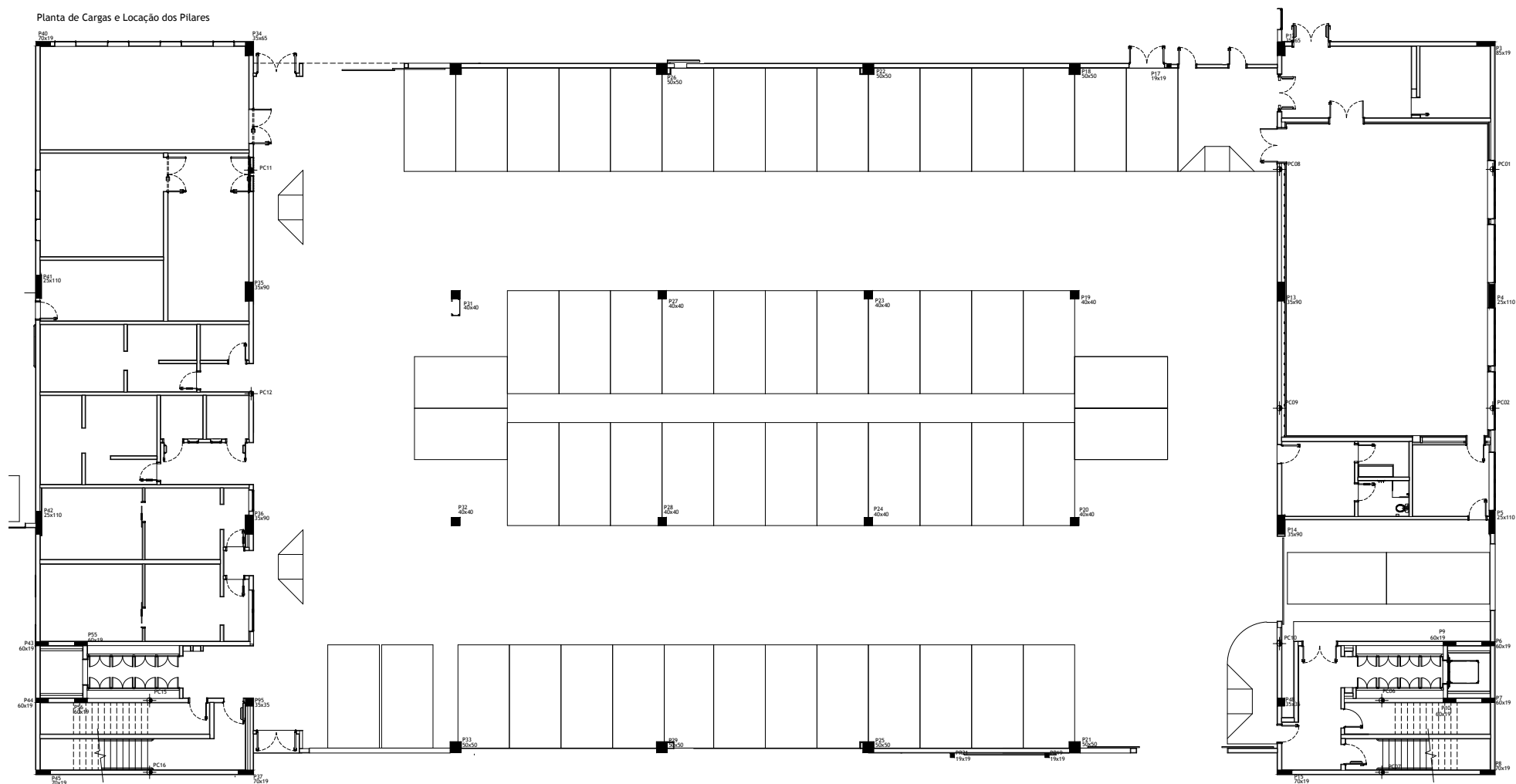
PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES

Os resultados encontram-se no link:

[https://drive.google.com/file/d/1wBSeSSC-](https://drive.google.com/file/d/1wBSeSSC-00bq7kklg8ZEf0EqMRwtUKWG/view?usp=sharing)

[00bq7kklg8ZEf0EqMRwtUKWG/view?usp=sharing](https://drive.google.com/file/d/1wBSeSSC-00bq7kklg8ZEf0EqMRwtUKWG/view?usp=sharing)

Planta de Cargas e Locação dos Pilares



ANEXO D

RESUMO DOS ARTIGOS CIENTIFICOS

Resumo dos artigos técnico-científicos para demonstração do paradigma de classificação dos métodos semiempíricos.

EVENTO	AUTOR	CIDADE	UF	TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA	METODO SEMI-EMPÍRICO	SONDA-GEM	CRITÉRIO DE RUPTURA	CONCLUSÕES
COBRAMSEG 2008	Lisbôa	Belém	PA	Arenoso	Raiz	DQ	SPT	Van der Veen	Conservador e majora pontualmente.
	Ribeiro et al.	-	-	Sedimentar arenoso	Prémoldada	AV / DQ	SPT	-	DQ tem maior probabilidade de ruptura, sendo .AV 26% inferior a probabilidade.
	Cabral et al.	Rio de Janeiro	RJ	-	Prémoldada	DQ	CPT	-	Apresentou bons resultados, porém o método sofreu uma série de adaptações.
SEFE VI 2008	Soares et al.	Santa Maria	RS	Argila arenosa	Metálicas H	AV / DQ / Lobo	SPT	Van der Veen / Rigidez / Interseção e tangentes Van der Veen	AV e Lobo (energia) foram bons 15% de variação; DQ superestimou em até 35%.
	Alonso	-	-	Residual jovem	Metálicas I ou H	AL – metálicas	-	-	Proposta de método
	Alonso	-	-	Diversos	Hélice Contínua	-	SPT / SPT-T	-	Banco de dados
	Uliamet al.	Campinas	SP	Laterítico	Prémoldada / Escavada / Hélice Contínua / Ômega	AV / Meyerhof / DQ / AC / Bustamante-Gianeselli	SPT	-	DQ foi o melhor. Para a escavada DQ, AV e Meyerhof, porém conservadores. Os outros não apresentaram bons resultados.
	Amaral e Baggio			Arenoso / Argiloso / Siltoso	Prémoldada	Amaral / Amaral-Baggio / DQ/ AV	SPT	-	O método Amaral aproximou-se mais do que AV e DQ.
	Aguiar et al.	Brasília	DF	Argila porosa não Saturada	-	AV / DQ / AL	-	-	O melhor foi DQ.
	Alledi e Polido	Vitória	ES	Sedimentar	Hélice Contínua	AL / DQ / Peixoto / Pfeiffer / AC / KR / V V / GT / AV	SPT / SPT-T / CPT / DMT	-	O melhor foi DQ, os demais não.

(cont.) Resumo dos artigos técnico-científicos para demonstração do paradigma de classificação dos métodos semiempíricos.

EVENTO	AUTOR	CIDADE	UF	TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA	METODO SEMI-EMPÍRICO	SONDA-GEM	CRITÉRIO DE RUPTURA	CONCLUSÕES
COBRAMSEG 2006	Moura et al.	Fortaleza	CE	Arenoso	Hélice Contínua	AV / AC	SPT	Van der Veen	Ambos subestimaram
	Alves et al.	Rio de Janeiro	RJ	Argiloso	Cravada	Almeida / Eslami e Fellenius / Lehane	SPT	-	métodos piezômetro com grande potencial para estacas cravadas em solo argiloso
	Cavassani et al.	Duque de Caxias	RJ	Argiloso	Tubulares de Aço	AV/ DQ	SPT	-	Décourt melhor com margem de segurança, AV superestimou
	Soares et al.	Recife	PE	Argiloso	Prémoldadas Protendidas	AV / DQ / TX / Almeida / Clarke / Powell	SPT / CPTU / PMT / DMT	Van der Veen	-
	Lima et al.	Recife	PE	Arenoso / Argiloso	Injetadas Moldadas	DQ	SPT	Van der Veen	Modificação do β_{DQ} para reduzir as estimativas e aproximar ao Van der Veen.
	Boni et al.	Bauru	SP	Areia fina argilosa colapsível	Cravadas por Prensagem	DQ	SPT	-	O método foi satisfatório.
	Lima e Gusmão	Recife	PE	Areia fina intercalada com argila mole	Hélice Contínua	AC / AL / DQ	SPT	Van der Veen	O resultado mais próximo foi o de AL.
	Araújo e Wolle	São Paulo	SP	Arenoso / Argiloso / Siltoso	Mega de Concreto	DQ	SPT	-	Para solos arenosos e siltosos DQ é bom; em solos argilosos α_{DQ} e β_{DQ} precisam ser ajustados
	Paschoalin Filho et al.	Campinas	SP	Residual	Hélice Contínua	AV / DQ / AL / Philliponat	SPT / SPT-T / CPTU / CPT	Van der Veen	Todos foram conservadores. Philliponat foi o melhor.

Resumo dos artigos técnico-científicos para demonstração do paradigma de classificação dos métodos semiempíricos.

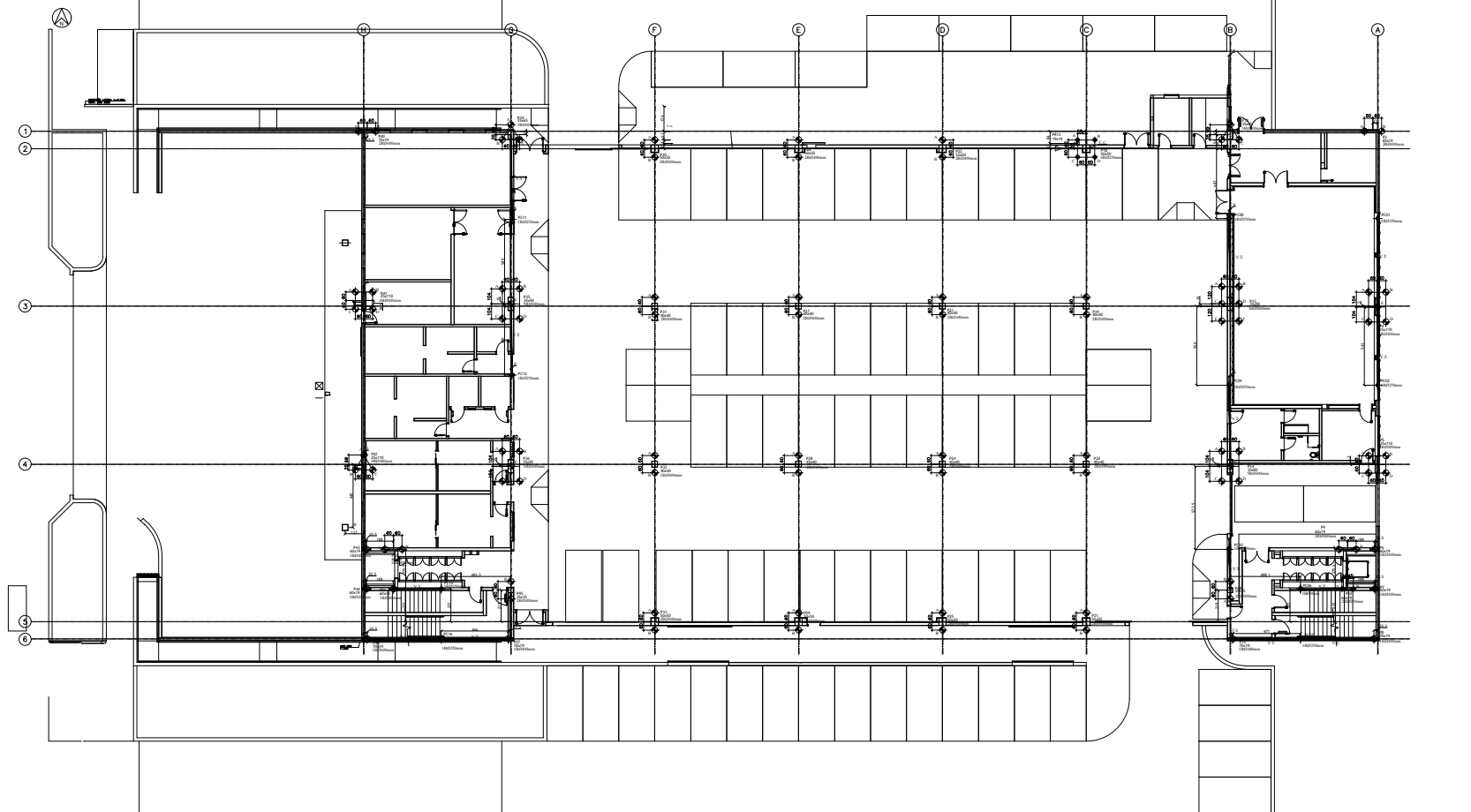
EVENTO	AUTOR	CIDADE	UF	TIPO DE SOLO	TIPO DE ESTACA	METODO SEMI-EMPÍRICO	SONDAGEM	CRITÉRIO DE RUPTURA	CONCLUSÕES
COBRAMSEG 2002	Foti e Massad	São Paulo, São Carlos, Mauá, Várzea Paulista	SP	Pré- Cambriano da BSTSP, e decomposição de arenito da cidade de São Carlos	Strauss, Apiloada, Escavada, H. Continua	DQ / AV	SPT	Van der Veen	Conservador para dois casos e bom para o terceiro.
	Goulart e Schnaid	Triunfo, Águas Claras, São Paulo	RS/DF/SP	Residual	Escavada	AV/ Bustamante e Ganeselli / Philipponnat	CPT	Van der Veen / NBR 6122/96	Nenhum satisfatório, porém AV foi o que mais se aproximou.
	Sales et al.	Goiânia	GO	Argila laterizada e micaxisto residual	Hélice Continua	AV / DQ / AC / AL	SPT	Van der Veen / Chin / NBR 6122	AV subestimou, devendo-se mudar F_1 e F_2 ; AC superestimou; DQ e AC mínimos são os melhores. AL superestimou em quase 50%.
	Carvalho e Albuquerque	São Carlos	SP	Arenoso colapsível e residual do grupo Bauru	Strauss	AV / DQ / PPCV / Meyerhof / Philipponnat	CPT / SPT	-	PPCV / Philipponnat / AV (CPT) foram os melhores para a tração; PPCVelloso / Meyerhof / Monteiro-Franki, Philipponnat para a compressão.
	Souza e Massad	São Paulo	SP	SP (Pré-Cambriano)	Piloto Instrumentada	AV(CPT e SPT) / DQ	SPT / CPT	-	Métodos com base no SPT superestimam a resistência e no CPT subestimam.
	Andreo et al.	Mauá	SP	Argila Arenosa	Hélice Continua Monitorada	DQ / AC / V V / KR	SPT	CAPWAP	V V e KR foram melhores; KR subestima atrito e superestima ponta; DQ subestima atrito; para AC B_1 foi modificado.
	Silva et al.	Distrito Federal	GO	Estratos argilosos e arenosos	Hélice Continua	AC / AL / DQ / De Ruiter / Bustamante / AV	SPT / CPT	Van der Veen	Métodos com base em SPT superestimam; DQ foi o mais próximo; base em CPT subestimam, sendo Bustamante o mais próximo.
	Alcântara Junior et al.	Pederneiras	SP	Areia Argilosa e Silte Argiloso	Apiloada	AV/ DQ	SPT	-	Todos os métodos foram conservadores.
	Décourt	Londrina	PR	Residual de Basalto	Hélice Continua, Escavada	DQ	SPT-T	Rigidez	O método tem boa margem de segurança (conservador).
	Guimarães et al.	Distrito Federal	GO	Residual Jovem	Hélice Continua	AV/ DQ	SPT-T	Van der Veen	Os dois foram conservadores.
	Gotlieb et al.	-	-	-	Hélice Continua	GT		Van der Veen	O método proposto é eficaz.

ANEXO E

PLANTA DE FUNDAÇÕES ORIGINAL

Os resultados encontram-se no link <https://drive.google.com/drive/folders/14-Mb8KBKGNvZ0T8AcSyZKsyfDpfXUW5V?usp=sharing>

Planta de Fundações -
Original
Sem Escala



1. Welche Aufgaben hat das Marketing in einem Unternehmen?

Das Marketing hat die Aufgabe, die Bedürfnisse der Kunden zu identifizieren und zu befriedigen. Es umfasst die Analyse des Marktes, die Entwicklung von Marketingstrategien, die Kommunikation und den Vertrieb von Produkten oder Dienstleistungen. Ziel ist es, den Umsatz zu steigern und den Marktanteil zu vergrößern.

2. Was ist die Bedeutung des Marketing-Mix?

Der Marketing-Mix ist ein strategisches Instrumentarium, das aus vier Hauptkomponenten besteht: Produkt, Preis, Promotion und Place (Distribution). Diese Komponenten werden kombiniert, um die Marketingziele eines Unternehmens zu erreichen.

3. Welche Rolle spielt das Marketing bei der Identifizierung von Marktmöglichkeiten?

Das Marketing spielt eine zentrale Rolle bei der Identifizierung von Marktmöglichkeiten. Durch die Analyse von Markttrends, Wettbewerbsverhalten und Kundenbedürfnissen kann das Marketing neue Geschäftsmöglichkeiten erkennen und diese in Marketingstrategien umwandeln.

4. Wie wird das Marketing in einem Unternehmen strukturiert?

Das Marketing in einem Unternehmen ist typischerweise in verschiedene Abteilungen oder Funktionen unterteilt, die jeweils spezifische Aufgaben haben. Dazu gehören die Marktforschung, die Produktentwicklung, die Preisgestaltung, die Promotion und die Distribution. Diese Funktionen arbeiten zusammen, um ein integriertes Marketingkonzept zu entwickeln und umzusetzen.

5. Welche Herausforderungen stehen dem Marketing in der heutigen Zeit?

Das Marketing steht in der heutigen Zeit vor mehreren Herausforderungen. Dazu gehören die zunehmende Digitalisierung, die sich verändernden Kundenbedürfnisse, die Intensivierung des Wettbewerbs und die Komplexität der Marketingkanäle. Unternehmen müssen sich anpassen und innovative Marketingstrategien entwickeln, um diese Herausforderungen zu bewältigen.

[illegible]


 1) Einmal in der Woche (z.B. am Sonntag)


 2) Einmal in der Woche (z.B. am Sonntag)

PROBLEMA 1

Seja $f: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$ a função definida por

$$f(x) = \begin{cases} x^2 \sin\left(\frac{1}{x}\right) & \text{se } x \neq 0 \\ 0 & \text{se } x = 0 \end{cases}$$

Mostre que f é derivável em $x = 0$ e que $f'(0) = 0$.

SOLUÇÃO

Para mostrar que f é derivável em $x = 0$, devemos mostrar que o limite

$$\lim_{h \rightarrow 0} \frac{f(0+h) - f(0)}{h} = \lim_{h \rightarrow 0} \frac{f(h) - 0}{h}$$

existe e é finito. Como $f(h) = h^2 \sin\left(\frac{1}{h}\right)$ para $h \neq 0$, temos

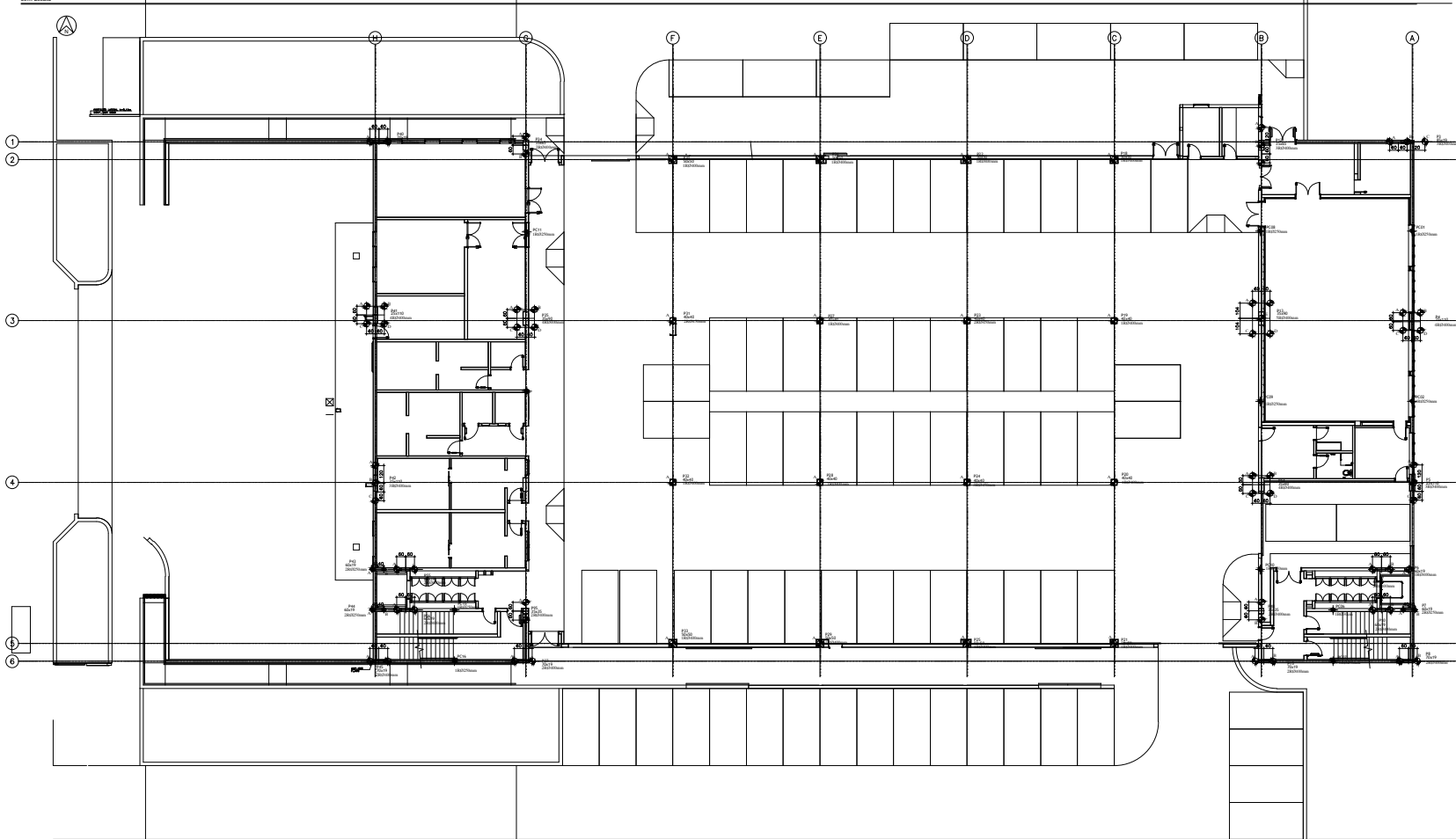
$$\lim_{h \rightarrow 0} \frac{f(h) - 0}{h} = \lim_{h \rightarrow 0} \frac{h^2 \sin\left(\frac{1}{h}\right)}{h} = \lim_{h \rightarrow 0} h \sin\left(\frac{1}{h}\right)$$

Como $h \sin\left(\frac{1}{h}\right)$ é limitado por $|h \sin\left(\frac{1}{h}\right)| \leq |h|$ e $|h| \rightarrow 0$ quando $h \rightarrow 0$, pelo Teorema do Limitado, temos

$$\lim_{h \rightarrow 0} h \sin\left(\frac{1}{h}\right) = 0$$

Portanto, f é derivável em $x = 0$ e $f'(0) = 0$.

Nova Planta de Fundações
Sem Escala



NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.



NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.

LEGENDA: Símbolos utilizados no projeto de fundações.

NOTA: Este projeto foi elaborado com base no projeto de arquitetura e no projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura. O projeto de fundações foi elaborado de acordo com as normas técnicas vigentes e com as especificações do projeto de estrutura.