



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Lucas Alves Veloso Naves

ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO-ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES TIPO
ESTACA ESCAVADA E HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA PARA UM PROJETO DE
EDIFICAÇÃO SITUADO NA ORLA 14 EM PALMAS - TO

Palmas

2018

LUCAS ALVES VELOSO NAVES

ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO-ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES TIPO
ESTACA ESCAVADA E HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA PARA UM PROJETO DE
EDIFICAÇÃO SITUADO NA ORLA 14 EM PALMAS - TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) I elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof.a Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia

Co-orientador: Prof. Marcos Coelho Milhomem

Palmas

2018

Lucas Alves Veloso Naves

ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO-ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES TIPO
ESTACA ESCAVADA E HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA PARA UM PROJETO DE
EDIFICAÇÃO SITUADO NA ORLA 14 EM PALMAS - TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e
apresentado como requisito parcial para obtenção do
título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof.a Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia

Co-orientador: Prof. Marcos Coelho Milhomem

Aprovado em: 14/06/2018

BANCA EXAMINADORA



Prof.a Dra. Elizabeth Hernández Zubeldia

Orientadora

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Marcos Coelho Milhomem

Instituto Federal do Tocantins - IFTO



Prof. Dr. Raydel Lorenzo Reinaldo Avaliador Externo

Universidade Federal do Tocantins – UFT

Palmas

2018

RESUMO

O presente estudo tem como objetivo demonstrar a comparação econômica entre Estacas Escavadas e Estacas Hélice Contínua Monitorada para solos com baixa resistência e nível do lençol freático em profundidades medianas, para uma edificação de quatro pavimentos. Surgindo questionamentos sobre qual seria o método mais econômico, devido aos aspectos geotécnicos e de solicitações estruturais não possuírem características extremas. Para dimensionamento dos elementos foram utilizados dados obtidos a partir de ensaio de Sondagem à percussão (SPT), com auxílio de planilhas para cálculo de capacidade de cargas, pelo método de Decourt-Quaresma, obedecendo-se as regras das normas NBR 6122 (ABNT, 2010) e NBR 6118 (ABNT, 2014). Como resultante, a Estaca Hélice Contínua Monitorada foi a opção mais econômica para a situação estudada.

Palavras-chave: Fundação. Palmas – TO. Estaca-Escavada. Estaca-Hélice-Contínua. Comparativo

ABSTRACT

The present study aims to demonstrate the economic comparison between Bored Piles and Continuous Flight Auger Piles for soils with low resistance and level of the groundwater in medium depths, for a four-floor building. As questions arise about which would be the most economical method, due to the geotechnical aspects and of structural requests do not possess extreme characteristics. For the designing of the elements, were used data obtained from Standard Penetration Test (SPT), using spreadsheets to calculate load capacity, using the Decourt-Quaresma method, following the rules of standards NBR 6122 (ABNT, 2010) and NBR 6118 (ABNT, 2014). As a result, the Continuous Flight Auger Piles was the most economical option for the studied situation.

Keywords: Foundation. Palmas - TO. Bored-Pile. Continuous-Flight-Auger-Piles. Comparative

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ciclo das rochas.....	13
Figura 2 - Ensaio de sondagem à percussão em execução.....	17
Figura 3 - Principais tipos de fundações superficiais.....	19
Figura 4 - Representação gráfica de resistências.....	20
Figura 5 - Tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão.....	21
Figura 6 - Perfuratriz BS1000 sobre caminhão.....	24
Figura 7 - Equipamento BS-CFA 1542.....	26
Figura 8 - Relatório gráfico de uma estaca.....	27
Figura 9 - Relatório sintético de um dia de execução.....	27
Figura 10 - Laudo de sondagem à percussão.....	37
Figura 11 – Planilha para capacidade de cargas.....	40
Figura 12 - Gráfico comparativo de valores das escavações.....	45
Figura 13 – Gráfico comparativo de valores para concreto das estacas.....	45
Figura 14 – Gráfico comparativo de valores para armaduras das estacas.....	46
Figura 15 – Gráfico comparativo de valores para blocos de coroamento.....	46
Figura 16 – Gráfico comparativo de valores totais para execução das estacas.....	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente K e razão de atrito α	32
Tabela 2 - Fatores de correção F_1 e F_2	32
Tabela 3 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.....	33
Tabela 4 - Valores do coeficiente K em função do tipo de solo.....	34
Tabela 5 - Valores dos coeficientes em função do tipo de estaca e tipo de solo.....	35
Tabela 6 - Carga estrutural admissível para estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal.....	40
Tabela 7 - Carga estrutural admissível para estacas hélice contínua monitorada.....	41
Tabela 8 - diâmetros e profundidades adotados para Estacas Escavadas.....	41
Tabela 9 – diâmetros e profundidades adotados para Estacas Hélice Contínua Monitorada....	41
Tabela 10 – Custos com escavação e materiais estacas escavadas.....	43
Tabela 11 – Custos materiais para blocos de coroamento.....	43
Tabela 12 – Custos com escavação e materiais estacas hélice contínua monitorada.....	44
Tabela 13 – Custos materiais para blocos de coroamento.....	44

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CPT	Cone Penetration Test
CPT - U	Ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras
ESOPT II	Second European Symposium on Penetration Test
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
N.A.	Nível d'água no solo
PVC	Policloreto de vinila
SPT	Standard Penetration Test
SPT - T	Standard Penetration Test com torque
SR	Sondagem Rotativa

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT} ou N	Valores de resistência obtidos no ensaio de Sondagem à Percussão
Kg / m^3	Quilograma por metro cúbico
mm	Milímetros
m	Metros
R_L	Resistência lateral
R_p	Resistência de ponta
R	Capacidade de carga
r_p	Resistência de ponta em unidades de tensão
A_p	Área da seção transversal da base ou ponta da estaca
U	Perímetro do fuste
r_L	Atrito unitário de cada segmento de estaca em unidade de tensão
Δ_L	Comprimento de cada segmento de estaca
q_c	Resistência de ponta do cone
f_s	Atrito lateral unitário na luva de begemann
F_1 e F_2	Fatores de correção para a comparação de desempenho entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo)
K	Coefficiente que varia de acordo com o tipo de solo
α	Razão de atrito que varia de acordo com o tipo de solo
N_{eq}	Valores de conversão do N_{SPT} extraído em SPT para SPT-T
T	Valor do torque de SPT-T
Q_u	Estaca padrão
q_p	Reação de ponta
q_s	Atrito lateral unitário
α	Coefficiente de majoração ou minoração usado para reação de ponta
β	Coefficiente de majoração ou minoração usado para atrito lateral unitário

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA	12
1.2	HIPÓTESES	12
1.3	OBJETIVOS	12
	1.3.1 Objetivo Geral	12
	1.3.2 Objetivos Específicos.....	12
1.4	Justificativa	13
2	REFERENCIAL TEÓRICO	13
2.1	CONTEXTO HISTÓRICO.....	13
	2.1.1 Solos	13
2.2	FUNDAÇÕES	18
	2.2.1 Fundações diretas	19
	2.2.2 Fundações profundas	20
	2.2.2.1 Estacas pré-moldadas.....	22
	2.2.2.2 Estacas tipo Franki.....	22
	2.2.2.3 Estacas Raiz	23
	2.2.2.4 Estacas Strauss.....	24
	2.2.2.5 Estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante	24
	2.2.2.6 Estacas tipo hélice contínua monitorada	26
2.3	DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS	29
	2.3.1 Método Aoki-Velloso	30
	2.3.2 Método Décourt-Quaresma	33
3	METODOLOGIA.....	35
3.1	DEFINIÇÃO DE PLANTA DE CARGA	36
3.2	PROJETO DE FUNDAÇÃO	36

3.3	COMPARATIVO DE CUSTOS	40
4	CRONOGRAMA.....	Erro! Indicador não definido.
5	ORÇAMENTO	Erro! Indicador não definido.
	REFERÊNCIAS.....	38

1 INTRODUÇÃO

Ocupando praticamente metade de todo o país, a região Norte, apesar de ser a maior entre as cinco, é a mais deficiente de estudos geotécnicos. Excluindo apenas alguns municípios de maior porte, como São Luís do Maranhão, Belém e Manaus, quando se trata das demais cidades os estudos são insuficientes ou até mesmo nulos, tornando importantes informações sobre o solo de uma grande parcela do país, desconhecidas (SANTOS, 2000).

Localizado no centro geográfico do país, o Estado do Tocantins é o mais novo dos estados brasileiros, fundado em 1988, de acordo com o IBGE (2010), apresenta uma taxa média de crescimento anual populacional de 17,5 %, Palmas, sua capital mantém-se no mesmo aumento demográfico ocupando gradualmente mais áreas do seu plano diretor. De acordo com Rezende (2011), as edificações verticais cresceram cerca de 200% entre os anos de 2008 e 2011 na capital.

Fundada em 1989, Palmas possui clima tropical, limita-se ao Norte com o Município de Lajeado, ao Sul com os municípios de Porto Nacional e Monte do Carmo; a Leste com Aparecida do Rio Negro e a Oeste novamente com Porto Nacional e seu mais novo setor denominado Luzimangues, seu bioma é o cerrado. Com clima predominantemente tropical, a capital apresenta duas estações bem definidas: entre maio e setembro é popularmente conhecida como verão, e de outubro a abril o período chuvoso.

Em constante expansão, é possível se deparar com novas construções, todos os meses, ao longo do território da capital. Pode-se caracterizar tal expansão pelo fato de que Palmas, além de ser uma cidade bastante jovem, possui um plano diretor ordenado para receber este crescimento, no entanto o conhecimento sobre seu terreno é mínimo.

Variando de argiloso a arenoso (EMBRAPA 2008), o solo Palmense demonstra grande heterogeneidade quando comparado em dois extremos da cidade, Leste e Oeste. Ao lado Leste a cidade é circundada pelo relevo caracterizado pelas Serras do Carmo e do Lajeado, já o lado Oeste é caracterizado pelo Lago de Palmas.

Às margens da Praia Graciosa está situado o bairro conhecido como Orla 14, com rápido crescimento e disputa imobiliária, sendo considerado um local de alto padrão, o qual se tornou alvo das grandes construtoras para a construção de edificações multifamiliares. Seu solo arenoso é visualmente predominante nas primeiras camadas. Devido à grande declividade da área, é possível encontrar variadas profundidades para o nível do lençol freático.

Partindo da área intermediária até a parte mais alta do setor, onde o N.A começa a ter medidas mais profundas (variando de 8 a 11 metros), começam a surgir dúvidas devido à combinação de baixo N_{SPT} , do solo e a profundidade do N.A, sobre qual método de fundação

seria o mais econômico para os casos de edificações de médio porte. Dessa forma, o presente trabalho fará a comparação de dois dos métodos executivos de fundação mais utilizados: estacas escavadas, sem revestimento, e estacas do tipo hélice contínua monitorada, a fim de auxiliar profissionais e futuros profissionais em como agir ao se depararem com tal situação.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Qual a melhor fundação custo x benefício para uma edificação multifamiliar de pequeno porte no bairro Orla 14, situado em Palmas – TO?

1.2 HIPÓTESES

Sabendo-se que o solo apresenta baixa resistência nos metros iniciais e nível do lençol freático iniciando por volta de 8,50 metros segundo a empresa Técnica Engenharia (2017), o método de fundação disponível no mercado e mais apropriado a se escolher é o de hélice contínua monitorada, a fim de se obter estacas com menor diâmetro e maior profundidade, gerando mais economia.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar e comparar de forma técnico-econômica fundações do tipo estaca escavada e hélice contínua monitorada, devido à característica de serem os métodos mais produtivos e econômicos ofertados no município.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Definir capacidades de carga e locação da fundação, a partir de projeto estrutural existente;
- Realizar o projeto geotécnico de fundação, utilizando estacas escavadas;
- Realizar o projeto geotécnico de fundação, utilizando estacas hélice contínua monitorada;
- Realizar comparativo de custos;

1.4 JUSTIFICATIVA

Este trabalho teve como intuito esclarecer qual o método mais eficaz e econômico de fundação deve ser escolhido não somente no bairro Orla 14 mas em todos os casos com solos e carregamentos similares, que geram dúvidas quando se deparado com eles.

Outro fundamento para a criação deste projeto é incentivar o profissional que se depara com essa situação, a não escolher uma opção de forma empírica fazendo o estudo comparativo para que seja feita a escolha mais eficaz e econômica.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONTEXTO HISTÓRICO

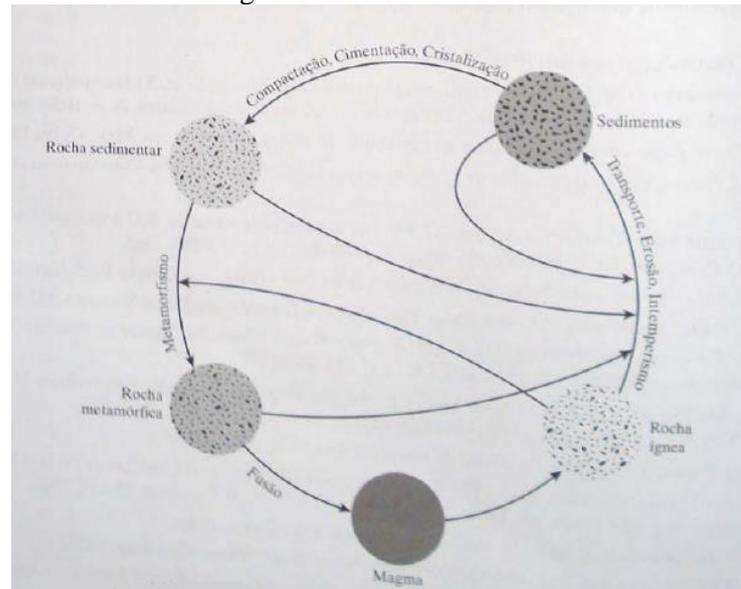
2.1.1 Solos

O conceito de solo deve ser definido de acordo com o âmbito em que é estudado. Na agronomia é visto como um material de fixação de raízes e um grande *armazém* de nutrientes e água para as plantas. Na geologia, a capa do solo sobre o minério é visto apenas como material de descarte. Já na engenharia civil, os solos são resultados de decomposições de rochas, podendo ser facilmente escavados, podendo ser utilizado como suporte para estruturas ou material para construção (ORTIGÃO, 2007).

Segundo Caputo (1996), gerados pelo intemperismo, os solos podem ser formados a partir de dois grupos: desintegração mecânica ou decomposição química. A desintegração mecânica é composta pela ação desagregadora proveniente de agentes naturais, podendo ser eles: água, vegetação, vento e temperatura, com isso, formando pedregulhos, areias siltes e até mesmo argilas. Já a decomposição química é caracterizada pelo processo onde há modificação nas rochas de origem, sendo o principal agente a água gerando ataques patológicos como oxidação, hidratação, carbonatação e efeitos da vegetação.

Braja (2007), aconselha que para fins de esclarecimento, deve-se entender o básico sobre rochas, como sua formação e os tipos de rocha que constituem a crosta terrestre. Relativo à sua origem, as rochas são divididas em três tipos primários: ígneas, sedimentares e metamórficas, a figura 1, chamada de *ciclo das rochas*, representa de forma objetiva um resumo de tais processos de formações.

Figura 1 – Ciclo das Rochas



Fonte: Braja, 2007

De origem primitiva, também nomeadas como magmáticas, as rochas ígneas, presentes no início da história geológica da Terra, foram concebidas a partir de uma cristalização, gerada por um longo resfriamento do magma presente no planeta, dando continuidade ao processo denominado *ciclo das rochas*. É importante ressaltar que não existe um começo para o ciclo, apenas um singular ponto inicial, representado pelas rochas ígneas, necessário para dar continuidade ao ciclo.

As rochas sedimentares, também chamadas de rochas estratificadas, são formadas por sedimentos e matéria orgânica que sofreram processos químicos, físicos e biológicos durante um longo tempo, ocasionando a acumulação dos sedimentos gerando suas camadas. Estes tipos de rochas se tornam peças de grande valia para fins de pesquisas pois demonstram a mutação do ambiente ao longo do tempo.

O conceito de rochas metamórficas tem fácil percepção devido ao seu nome. São rochas oriundas de metamorfoses, podendo ter origem a partir de rochas ígneas, sedimentares ou até mesmo de outras rochas metamórficas, a temperatura e a pressão são fatores primordiais para sua formação.

Dando continuidade ao conceito de solos, Caputo (1996) os particiona em três diferentes categorias: solos residuais, sedimentares e de formação orgânica.

- Solos residuais ou autóctones: são aqueles que residem no local da rocha que deu sua origem, presenciando-se uma progressiva transição do solo à rocha. Os solos de nomes mais conhecidos nesta categoria são os solos lateríticos, solos expansivos e solos porosos

- Solos sedimentares ou alotóctones: solos provenientes de ação de agentes como água, vento, gravidade e geleira, ou respectivamente, aluvionares, eólicos, coluvionares e glaciares.
- Solos de formação orgânica: tem origem especialmente orgânica, podendo ser animal (conchas) ou vegetal (raízes, plantas).

Também deve ser lembrada a classificação dos solos de acordo com seu tamanho, as partículas que os compõem podem possuir grande variação. De acordo com Braja (2007), os solos comumente são chamados de *pedregulho*, *areia*, *silte ou argila*, o fator que determinará tal nomeação é qual tipo de partícula é a predominante.

2.1.2 Engenharia Geotécnica

É importante denotar a diferença entre Engenharia Geotécnica e Engenharia de Fundações, facilmente confundidas, a Engenharia Geotécnica é a área responsável por conhecimentos de fundações, obras de contenção, barragens e mecânica dos solos, ou seja, a Engenharia de Fundações se engloba dentro da Geotecnia, tornando essencial o conhecimento geotécnico, para melhor compreensão no âmbito de fundações.

Desde os primórdios, mesmo que seja de forma primitiva, se tem relatos de obras geotécnicas realizadas pelo homem. Segundo Nápoles Neto (1998), no período Paleolítico, eram construídas cavernas a fim de criar proteção contra animais e problemas de origens naturais como tempestades, tormentas, alagamentos e vendavais. Estes abrigos subterrâneos eram resultados de escavações no sentido vertical aproximando-se de 2 metros de profundidade, fato este que já exibiu certo conhecimento em estabilidade dos solos. Posteriormente, após a passagem para o período Neolítico, o homem iniciou o trabalho com madeira de forma primitiva, usando estacas de madeiras e semelhantes sob a construção de suas primeiras moradias, este método era passível de execução apenas em regiões inundáveis, como alternativa, em caso de desprovimento da madeira eram feitas barracas de pedra.

Segundo Skempton (1985), citado por Braja (2007), apesar de todos os relatos já comentados, o real registro da primeira vez que o solo foi usado como material de construção é desconhecido. De forma mais concisa o entendimento de engenharia geotécnica como é conhecida atualmente se iniciou por volta do século XVIII. Por um longo tempo, a engenharia geotécnica se baseou apenas em um conjunto de estudos empíricos, sem nenhum aspecto científico. Com isso, resultou-se em muitas estruturas construídas, sendo que algumas não tiveram sucesso e foram levadas à ruína, enquanto outras ainda permanecem em bom estado (BRAJA, 2007).

A Engenharia Geotécnica obtém aprimoramento pela experiência, analisando a fundo comportamento de obras, com ênfase no desempenho das características dos solos, levando em consideração o conhecimento adquirido nos mecanismos que compõem a Mecânica do Solos (PINTO, C.S., 2006).

Vargas (1998), afirma que a definição de Geotecnia é obtida a partir de uma combinação entre a Geologia analisada do ponto de vista físico e a Mecânica dos Solos prezando pela resolução de problemas geológicos.

Em solos brasileiros o material histórico sobre as primeiras obras de fundações é escasso. Documentos da biografia do frei Bernardo de São Bento, arquiteto do Mosteiro de São Bento, Rio de Janeiro, mostram que existia uma certa tradição em que os alicerces de obras residenciais mais comuns eram compostos por pedras socadas em valetas escavadas ao longo das paredes, entre os séculos de XVI à XIX, conhecido como período colonial. Posteriormente, já na época Imperial, as atenções na área da engenharia eram voltadas as construções de estradas de ferro, as quais eram constituídas por projetos de fundações de aterros e obras de arte. Relatos também mostram que as fundações eram construídas sob blocos, certamente de alvenaria de pedra, em valas abertas em solo firme (VARGAS, 1998).

A Engenharia Geotécnica é fortemente marcada por um ano: 1925, pode-se dizer que foi o início de uma nova era para a mecânica dos solos. Com o lançamento do livro *Erdbaumechnik*, o austríaco Karl Terzaghi, apelidado como o pai da mecânica dos solos moderna, foi o responsável pelo ponto de partida da mecânica dos solos como novo ramo da ciência na engenharia (BRAJA, 2007).

2.1.2.1 Investigações Geotécnicas

Caputo (1996) ressalta que para iniciar os estudos de projeto e execução de fundações de estruturas, seja ela de qualquer natureza (pontes, viadutos, bueiros, edifícios, túneis, etc.), se torna imprescindível a execução de investigações geotécnicas.

O início de uma obra sem conhecimento do terreno de fundação é considerado um dos maiores perigos quando se trata do ramo de Engenharia de Construções. Segundo Quaresma et al. (1998), a composição de projetos de fundações exige um conhecimento apropriado do solo, isto é, identificar e classificar as várias camadas inferiores que o compõem. Tais investigações podem ser executadas de duas maneiras, as investigações de campo, conhecidas como ensaios *in situ*, ou as investigações feitas em laboratórios. A opção que ocupa o primeiro lugar são os ensaios de campo, a seguir os ensaios de destaque mais praticados no mundo:

- “Standard Penetration Test” (SPT);

- “Standard Penetration Test” com torque (SPT-T);
- Sondagem a Trado (ST);
- Sondagem rotativa (SR);
- Ensaio de penetração de cone (CPT);
- Ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras, ou piezocone (CPT-U);
- Ensaio de palheta (Vane Test);
- Pressiômetros (de Ménard e auto perfurantes);
- Dilatômetro de Marchetti;
- Ensaio de provas de carga;
- Ensaio geofísicos, em particular o ensaio de “Cross-Hole”.
- Ensaio de cisalhamento direto;

Apesar de sua simplicidade, também conhecida como Sondagem à Percussão, ou Sondagem de Reconhecimento Simples à Percussão, o “Standard Penetration Test”, é reconhecido como o mais famoso e econômico método para investigação geotécnica, o qual se baseia em medir a resistência do solo à medida em que se aprofunda (ver figura 2).

Figura 2 – Ensaio de sondagem à percussão em execução



Fonte: Técnica Engenharia (2017)

De acordo com a norma que rege o ensaio de Sondagem à percussão SPT, a NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. O ensaio se resume a cravação dinâmica do amostrador-padrão, no solo estudado, a fim de alcançar três finalidades principais:

- Determinação dos tipos de solo de acordo com sua profundidade;
- A posição do nível d'água (NA);
- O índice de resistência à penetração, chamado de valor N, para cada metro.

Quando se encontra um substrato rochoso, a sondagem à percussão não tem mais capacidade de cravação, caso seja necessário continuar o estudo, a fim de se descobrir se tal obstáculo seria uma rocha de fato, ou um matacão, é necessário partir para o ensaio de sondagem rotativa. Este ensaio, com equipamento mais robusto, possuindo sonda rotativa e coroas diamantadas, o que permite aprofundar o equipamento e ter conhecimento do material rochoso, como qualidade e fraturas, mas não obtém a resistência do mesmo.

Em ocasiões especiais que se requer uma investigação mais aprimorada do solo, é mais recomendável a execução dos ensaios de CPT ou CPT-U, permitindo obter a resistência de ponta, total, e atrito lateral. Os ensaios de palheta são apropriados para uso em argilas moles, com o propósito em demonstrar a resistência ao cisalhamento por profundidade. O ensaio de cisalhamento direto, frisa a determinação dos parâmetros de resistência do solo, sendo eles, o ângulo de atrito interno e a coesão, apesar de ser um ensaio importante, acaba passando despercebido principalmente na região Centro-Norte do país, com ele é possível obter a resistência ao corte de um corpo de prova de solo, tornando seu uso de suma importância por exemplo em obras com presença de subsolo, ou quando se deseja analisar a resistência a meio de dois solos diferentes que entraram em contato.

2.2 FUNDAÇÕES

Fundações são componentes estruturais que propagam as cargas de uma edificação para o solo, sem que ocorra o colapso do solo de fundação.

De acordo com suas particularidades as obras podem traçar o tipo ideal de fundação, como por exemplo obras que possuem terrenos com resistências em valores extremos (para ambos os lados) em uma profundidade relevante. Em contrapartida, outras construções podem ser passíveis de mais de um tipo de fundação, sendo elas ambas profundas, ambas rasas, ou a junção das duas modalidades, dando ao projetista mais soluções a serem trabalhadas. A melhor escolha será baseada em menor custo e menor prazo de execução (VELLOSO ET AL., 1998).

A NBR 6122, 2010: Projeto e execução de fundações preconiza que as fundações são particionadas em duas categorias: fundações diretas (ou superficiais, ou rasas) e fundações profundas.

2.2.1 Fundações diretas

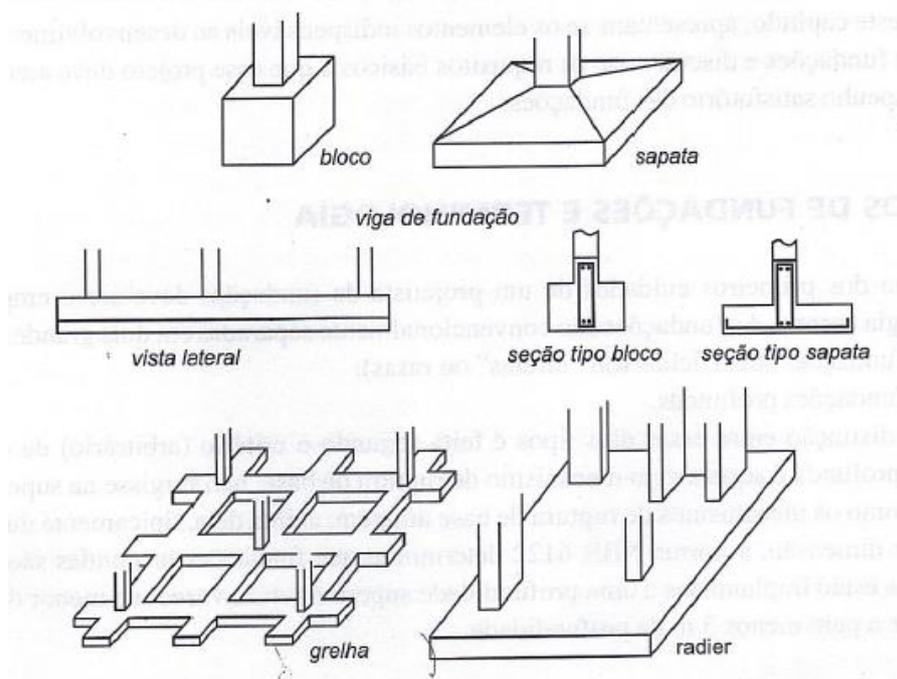
Fundações diretas ou rasas são classificadas por aquelas em que as tensões na base do componente de fundação transportam a carga ao solo. Um elemento de fundação superficial deve conter a profundidade adentro do solo do terreno inferior à duas vezes a sua menor dimensão (NBR 6122, 2010).

Velloso et al. (1998) aborda de forma objetiva, definições sobre os tipos de elementos de fundação que se enquadram no conceito de fundações diretas:

- **Bloco** – feito de concreto simples, este elemento é dimensionado de forma que resista às tensões de tração produzidas, sem que haja necessidade de armar o concreto.
- **Sapata** – elemento produzido em concreto armado, calculado para que as tensões de tração sejam absorvidas pela armadura, o que explica o fato do bloco ter mais altura que a sapata.
- **Sapata corrida** – sapata utilizada em situações onde há carga distribuída, podendo ser chamada de baldrame.
- **Viga de fundação** – elemento constituído por vários pilares os quais possuem os centros em alinhamento.
- **Grelha** – Agrupamento de vigas que se cruzam nos pilares
- **Radier** – elemento que visualmente se parece com uma laje sobre a superfície do terreno, tem como função receber todos os pilares da obra
- **Sapata associada** - sapata a qual acomoda parte dos pilares da edificação, se distingue da viga de fundação pois seus pilares não estão alinhados, e se distingue do radier pois não recebe todos os pilares, mas sim uma parcela.

A figura 3 demonstra graficamente os tipos de fundações rasas:

Figura 3 – Principais tipos de fundações superficiais



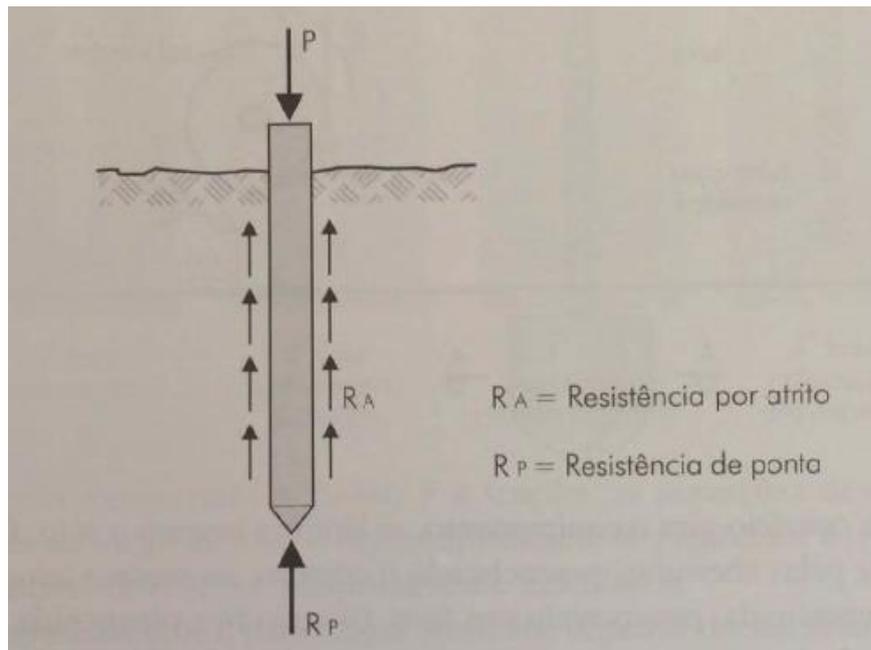
Fonte: Velloso et al. (1998)

Rebello (2008), demonstra um método prático para a ocasião que deve ser escolhida a fundação direta ou rasa considerando o ponto de vista técnico-econômico. Para tal, o número de golpes da sondagem SPT, chamado de N_{SPT} , deve ser maior ou igual a 8 com profundidade limite a 2 metros. Como esclarecimento, o primeiro item demonstra a resistência mínima para a escolha de tal fundação, já o limite de profundidade se tem devido aos custos de movimento de terra, que quando ultrapassado, pode inviabilizar economicamente a escolha da fundação como direta ou rasa. Vale ressaltar que a metodologia citada, não é válida para uso caso o N_{SPT} alcance valores menores ao longo da profundidade, neste caso, deve-se observar a atuação das tensões em níveis mais profundos.

2.2.2 Fundações profundas

As fundações profundas se caracterizam por transmitir tensões para o terreno de 3 formas. O fator que define o tipo de resistência para suportar tais tensões é sua origem (ver figura 4), a partir de sua base é chamada resistência de ponta, a partir da superfície lateral ou fuste, é chamada de resistência lateral, também é possível que ocorra a junção destas duas tensões, devendo então sua base ou ponta estar assentada em profundidade com no mínimo 3 metros e acima de 2 vezes sua menor dimensão em planta (NBR 6122, 2010).

Figura 4 – Representação gráfica de resistências



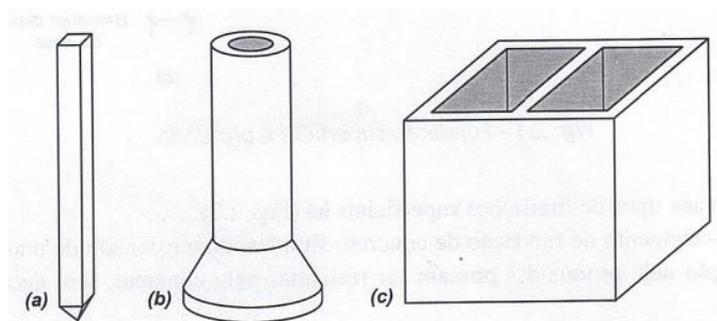
Fonte: Rebello (2008)

Para tal conceito a NBR 6122 (2010) classifica as fundações profundas em três modelos:

- **Estacas** – elementos de fundação moldadas *in loco* ou pré-moldadas, executadas integralmente por maquinário ou ferramenta, sem que ocorra a necessidade de descida humana em sua execução.
- **Tubulões** – de forma cilíndrica, possuem resistência de ponta e são constituídos por um fuste e uma base podendo ou não ser alargada. Este elemento contempla a descida do operário para execução da base, porém, recentemente indústrias do ramo criaram um tipo de equipamento para escavação mecanizada da base, já usado por empresas de execução.
- **Caixões** – possuem forma prismática, são concretados em superfície e posteriormente introduzidos no solo por meio de escavação.

Que podem ser observados na figura 5:

Figura 5 – Tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: Velloso et al. (2004)

Quando o assunto é a escolha do tipo de estacas sabe-se que há uma vasta quantidade de opções. Novos tipos de estacas são inseridos no mercado com certa frequência. A escolha do tipo certo de estaca exige conhecimento do projetista, não só geotécnico mas também regional, de nada adianta escolher uma boa opção em quesitos teóricos se ela não é ofertada por nenhuma empresa na região de execução da obra (VELLOSO ET AL. 1998).

Observando a ressalva de Velloso e Lopes datada em 1998, pode-se perceber que naquele período já se existiam muitas opções de estacas disponíveis no mercado, devido a tal questão, serão mencionadas aqui apenas uma parcela dos tipos de estacas, considerando as mais usuais atualmente.

2.2.2.1 Estacas pré-moldadas

As estacas pré-moldadas podem ser constituídas por um único tipo de material, seja madeira, aço, concreto armado ou protendido vibrado ou centrifugado, ou pela junção de no máximo dois tipos desses materiais, sendo neste caso, chamada de estaca mista. Sua geometria transversal pode ter vários tipos de formatos, devem apresentar esforços conciliáveis com os de projeto e resultantes do manejo, cravação e transporte e ocasionais solos com agentes agressivos. São introduzidas no solo por meio de cravação feita por percussão, prensagem ou vibração. Para escolher o equipamento correto são observados alguns critérios como, dimensão da estaca, características do solo e de projeto, particularidades do local e circunstâncias de vizinhança (NBR 6122, 2010).

2.2.2.2 Estacas tipo Franki

Maia (1998) indica que estaca raiz é aquela executada mecanicamente, moldada *in situ*, em concreto armado, utilizando equipamento nomeado de bate-estaca. O equipamento possui um peso chamado de pilão é utilizado para cravar um tubo metálico para revestimento, o qual

possui ponta fechada. Para que a cravação ocorra é colocado em sua ponta uma certa quantidade de uma mistura feita com pedra e areia, denominada de bucha, a fim de promover atrito com a parede do tubo, esta deve possuir volume com altura no interior do tubo entre 1,5 a 2 vezes o diâmetro do tubo.

O método executivo é baseado nas seguintes etapas:

- Locação do tubo metálico e produção da bucha;
- O tubo é cravado por meio de golpes do pilão diretamente na bucha, graças ao atrito criado entre a bucha e o tubo;
- Através de golpes do pilão a bucha é expulsada, gerando o alargamento da base;
- É introduzida a armadura e concretado o fuste com pequenas camadas uma após a outra;

A estaca Franki tem como vantagem a capacidade de carga gerada pelo alargamento da base. Esta modalidade de estaca não é indicada para edificações em áreas urbanas, pois pode provocar colapsos em construções vizinhas devido a vibração gerada pelo impacto do equipamento e nem em terrenos com solos moles, pois pode ocasionar falhas em sua concretagem (MAIA, 1998).

2.2.2.3 Estacas Raiz

Alonso (1998), conceitua a estaca raiz como um tipo de estaca injetada, moldada *in loco*. É preenchida por materiais como calda de cimento ou argamassa, sob pressão, resultando em aumento significativo de resistência lateral e de ponta e conservação do estado físico do fuste.

O processo executivo é dividido em quatro etapas, sendo elas:

- Perfuração do solo com auxílio de injeção de água (que continua mesmo após a perfuração a fim de executar a limpeza do furo);
- Instalação de armadura que segundo a NBR 6122 (2010), deve ter comprimento integral;
- Injeção de argamassa, por meio de tubo de PVC, até que a argamassa transborde pela ponta do tubo, de forma a garantir que a argamassa substitua a lama e água de perfuração;
- Extração do revestimento e aplicação de ar comprimido;

Este método possui como vantagens sua elevada capacidade de carga que é gerada por conta da grande tensão de trabalho do fuste e atrito lateral. É indicada para todo tipo de local, seja ele urbano ou industrial, pois não provoca vibrações, e seu equipamento tem pequeno porte, o que facilita a entrada em locais de difícil acesso. Porém, se tratando de desvantagens, é

possível citar a poluição gerada pela lama que é criada devido a movimentação de água durante o processo executivo e a alta estocagem de cimento pois o traço exigido pela NBR 6122 (2010) preconiza no mínimo 600 kg/m³.

2.2.2.4 Estacas Strauss

Segundo a NBR 6122 (2010), a estaca do tipo Strauss está na categoria das estacas moldadas *in loco*, o equipamento responsável por sua execução é uma sonda (também nomeada de piteira), que faz a escavação juntamente com a colocação de revestimento metálico, em módulos rosqueados até atingir a profundidade desejada.

Falconi et al. (1998), divide a execução desta estaca em duas fases:

- Perfuração do solo seguida da instalação dos tubos no mesmo;
- Lançamento do concreto que anteriormente deve ser aprontado no interior do tubo.

Como possui equipamento pequeno e leve é possível utilizá-la em locais reclusos, com limitações no pé direito e em obras de ampliação que já possuem construção e necessitam que seja feita interiormente. Todavia, seu ponto negativo é que não se recomenda sua execução em locais com presença de lençol freático ou solos moles, podendo comprometer o fuste, estrangulando-o.

2.2.2.5 Estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante

Mais conhecida apenas como estaca escavada, esta modalidade situa-se na categoria de estaca moldada *in loco*, é feita de concreto armado e possui formato cilíndrico. O equipamento responsável pela sua execução é chamado perfuratriz (figura 6), que pode ser acoplado sobre caminhão ou esteira, é um equipamento hidráulico com motor movido à diesel. Sua broca, também conhecida como trado, tem formato helicoidal e diâmetros que variam de 250 a 1500 mm atingindo profundidade máxima de 25 m, se tornando limitada ao nível do lençol freático, deve trabalhar em local plano, pois ao levantar a haste corre risco de tombamento caso esteja em local inclinado.

Figura 6 – Perfuratriz BS1000 sobre caminhão



Fonte: Técnica Engenharia (2017)

Falconi (1998) exemplificou as etapas do método construtivo da seguinte forma:

- Instalação e nivelamento do equipamento e ajustes na posição do trado sobre o piquete de locação;
- A perfuração é feita até a cota informada em projeto. Como o trado possui 1,5 m de comprimento, deve ser retirado o volume de solo do trado a medida que vai se aprofundando, para isso o operador ergue a broca, gira o equipamento e despeja o material em uma distância segura para não retornar ao furo;
- O fundo deve ser apiloado antes da concretagem com soquete de concreto fabricado *in situ*;
- Concretagem da estaca com vibração nos primeiros 2 m abaixo da cota de arrasamento;
- Introdução da armadura, de forma que tenha sobra de 50 cm acima da cota de arrasamento, cuja deve possuir comprimento mínimo de 2 m segundo a NBR 6122 (2010);

Este método tem como vantagens a grande versatilidade do equipamento, fácil locomoção, alta produtividade, seu uso permite confirmar o ensaio de sondagem, é um dos

métodos que possuem maior produtividade atualmente no mercado. Em contrapartida, este método não pode ser executado em locais com presença de solo mole nem abaixo do nível do lençol freático devido ao risco de estrangulamento, deve ser executado em local plano pois no momento em que a haste é erguida ocorre alto risco de tombamento, e não perfura em solos com presença de matacões ou rocha, sendo essas suas desvantagens.

2.2.2.6 Estacas tipo hélice contínua monitorada

A estaca tipo hélice contínua é do tipo moldada *in loco*, feita em concreto armado, escavada por meio de trado contínuo e simultaneamente é feita a injeção de concreto através de sua haste, a medida em que esta vai se retirando do solo. Antunes et al. (1998) aborda que a aparição deste tipo de estaca se teve no Brasil por volta de 1987, com equipamentos de origem nacional, montados sob guindastes de esteiras, atingindo a profundidade máxima de 15 m. Com o passar dos anos máquinas importadas tomaram conta do mercado brasileiro com maior torque e diâmetros chegando até 1000 mm, com profundidades limitadas à 24 m. Tratam-se de adaptações feitas normalmente sobre escavadeiras hidráulicas com torre metálica (ver figura 7), mesa rotativa e guincho adequado para atender os esforços solicitados.

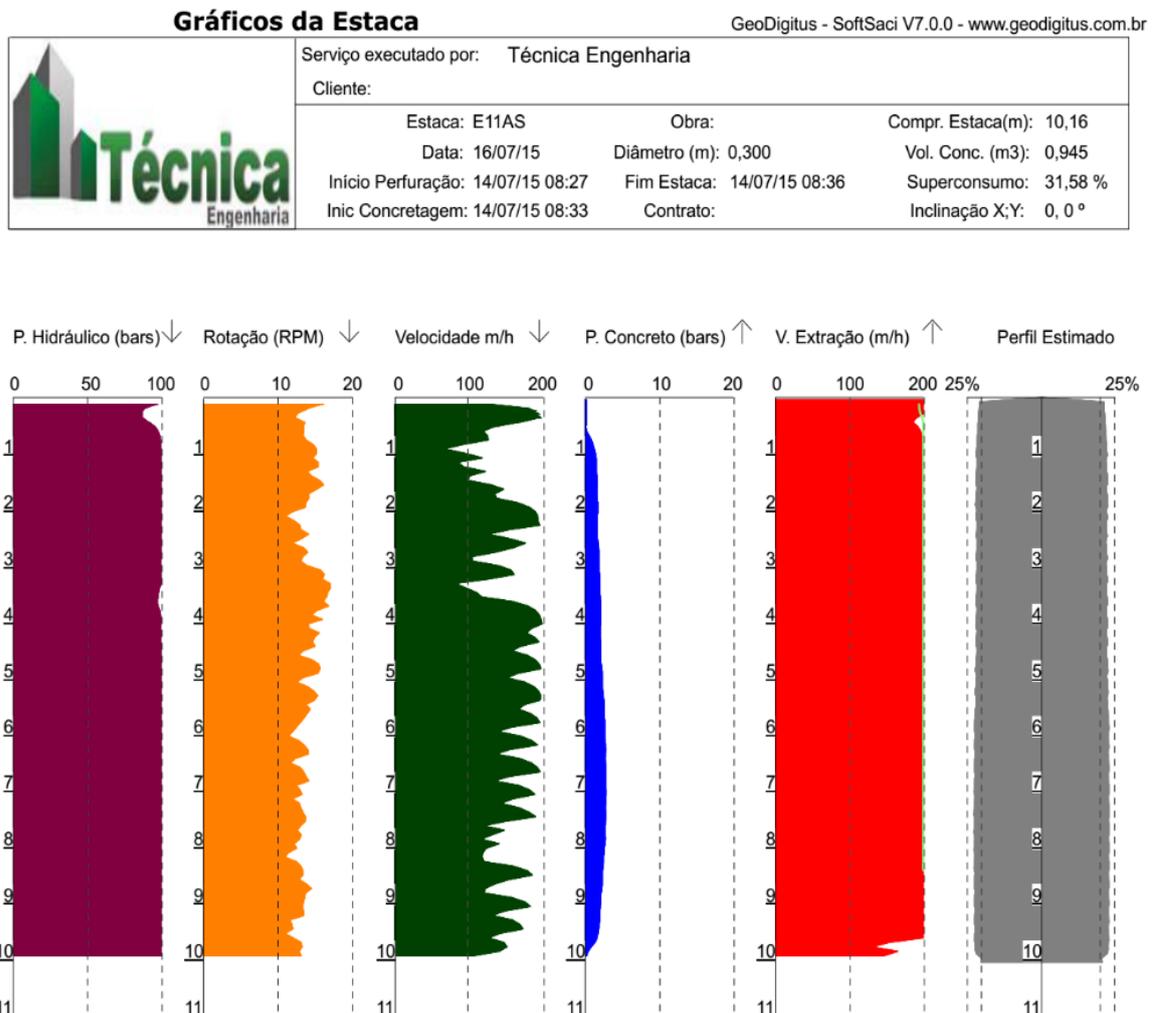
Figura 7 – Equipamento BS-CFA 1542



Fonte: Técnica Engenharia (2017)

Antunes et al. (1998) mostra que o equipamento conta com um computador de bordo instalado na cabine, com visor digital, que com auxílio de sensores de pressão, torque e velocidade, consegue traçar relatórios (ver figuras 8 e 9) gráficos e sintéticos da perfuração e da concretagem da estaca, obtendo dados detalhados, como profundidade, sobreconsumo de concreto, horário de início e término de perfuração e concretagem, integridade do perfil da estaca, auxílio de nivelamento e inclinação da torre. Além disso, o equipamento disponível em mercado atualmente, ou seja, o sucessor do equipamento citado acima, possui suporte à tecnologia de internet 3G para envio dos dados do sistema à um domínio online, chamado de nuvem, juntamente com um software que recebe tais dados em tempo real, também possui funções como rastreamento da localização exata do equipamento e auxílio da nivelção da torre.

Figura 8 – Relatório gráfico de uma estaca



Fonte: Técnica Engenharia (2017)

Figura 9 – Relatório sintético de um dia de execução

Construtora...: Técnica Engenharia
 Cliente.....: [REDACTED]
 Diâmetro: 0,300m

Contrato	Obra	Estaca	Data	Ini. P	Ini. C	Fim C	Diam (m)	Comp (m)	V. Conc (m3)	Supercon (%)	Incli (X;Y)
		E11AS	14/07/15	08:27	08:33	08:36	0,300	10,160	0,945	31,584	0, 0
		E10AS	14/07/15	08:40	08:46	08:49	0,300	10,160	0,882	22,812	.2,-.4
		E25AS	14/07/15	08:52	08:58	09:01	0,300	10,240	0,819	13,149	.2, .1
		E24AS	14/07/15	09:03	09:09	09:12	0,300	10,640	0,851	13,084	.4, .1
		E09AS	14/07/15	09:17	09:23	09:26	0,300	10,160	0,914	27,198	.2, .4
		E13AS	14/07/15	09:30	09:36	09:38	0,300	10,080	0,882	23,787	-.2, .1
		E14AS	14/07/15	09:42	09:48	09:50	0,300	10,320	0,945	29,544	-.1, .4
		E15AS	14/07/15	09:55	10:00	10:02	0,300	10,240	0,882	21,853	-.4, .5
		E18AS	14/07/15	10:57	11:03	11:05	0,300	10,080	0,901	26,453	.1, 0
		E26AS	14/07/15	11:10	11:15	11:18	0,300	10,080	0,901	26,453	0,-.1
		E27AS	14/07/15	11:20	11:26	11:28	0,300	10,160	0,848	18,078	0, 0
		E28AS	14/07/15	11:31	11:35	11:38	0,300	10,160	0,901	25,458	.1, .3
		E29AS	14/07/15	11:40	11:46	11:48	0,300	10,160	0,875	21,768	.1,-.2
		E30AS	14/07/15	11:50	11:55	11:58	0,300	10,160	1,007	40,218	-.1, 0
		E31AS	14/07/15	12:01	12:06	12:09	0,300	10,160	0,928	29,148	0,-.2
		E30AS	14/07/15	12:12	12:17	12:19	0,300	9,440	0,981	46,941	0, 0
		E33AS	14/07/15	13:11	13:18	13:20	0,300	10,240	0,928	28,139	.1,-.1
		E34AS	14/07/15	13:23	13:28	13:31	0,300	10,160	0,928	29,148	.3, .1
		E35AS	14/07/15	13:33	13:38	13:41	0,300	10,160	0,875	21,768	.4, .2
		E36AS	14/07/15	13:44	13:49	13:51	0,300	10,080	0,901	26,453	.3, 0
		E37AS	14/07/15	13:54	14:00	14:02	0,300	10,160	0,875	21,768	.2, .1
		E08AS	14/07/15	14:08	14:13	14:15	0,300	10,160	0,928	29,148	-.3, .6
		E07AS	14/07/15	14:18	14:24	14:26	0,300	10,080	0,954	33,892	.3,-.2
		E06AS	14/07/15	14:29	14:34	14:37	0,300	10,080	0,928	30,173	.2,-.2
		E05AS	14/07/15	14:39	14:45	14:47	0,300	10,080	0,928	30,173	-.5,-.1
		E38AS	14/07/15	14:52	14:58	15:01	0,300	10,080	0,875	22,734	0, .1
		E39AS	14/07/15	15:38	15:44	15:47	0,300	10,080	0,981	37,611	-.3,-.1
		E79AS	14/07/15	15:56	16:01	16:03	0,300	10,160	0,822	14,388	-.1,-.1
		E78AS	14/07/15	16:06	16:11	16:14	0,300	10,080	0,848	19,015	0, 0
		E77AS	14/07/15	16:17	16:22	16:24	0,300	10,160	0,848	18,078	-.1, .5
		E76AS	14/07/15	16:27	16:33	16:35	0,300	10,080	0,822	15,296	.4,-.2
		E75AS	14/07/15	16:38	16:43	16:45	0,300	10,080	0,901	26,453	0, 0
		E63AS	14/07/15	16:51	16:56	16:59	0,300	10,160	0,848	18,078	-.2,-.3
		E60AS	14/07/15	17:03	17:08	17:10	0,300	10,160	0,822	14,388	-.3,-.1
		E58AS	14/07/15	17:15	17:20	17:22	0,300	10,080	0,875	22,734	-.1, .5
		E57AS	14/07/15	17:52	17:57	17:59	0,300	10,160	0,875	21,768	.2, 0
		E56AS	14/07/15	18:02	18:08	18:10	0,300	10,080	0,822	15,296	0, .2
		E55AS	14/07/15	18:13	18:18	18:20	0,300	10,160	0,848	18,078	0,-.3
		E54AS	14/07/15	18:24	18:29	18:31	0,300	10,160	0,822	14,388	-.5,-.4
		E53AS	14/07/15	18:38	18:44	18:46	0,300	10,240	0,848	17,155	.3,-.5
		E52AS	14/07/15	18:50	18:56	18:59	0,300	10,160	0,901	25,458	0, 0
		E51AS	14/07/15	19:12	19:18	19:21	0,300	10,240	0,875	20,817	0,-.2

Quantidade de estacas: 42 - Somatório dos comprimentos: 425,92 m - Somatório do volume de concreto: 37,33 m3

Técnica Engenharia (2017)

Sua execução é traçada na seguinte logística:

- Instalação de equipamento e ajustes de nível e inclinação da torre e prumo do trado;
- Perfuração feita por trado helicoidal contínuo, até a profundidade informada em projeto;
- A concretagem é feita a partir de concreto bombeado com tubo de conectado em uma cavidade no centro do trado, a retirada do trado é simultânea à injeção de concreto. Neste momento deve haver comunicação entre o operador da hélice contínua e o bombista
- Introdução de armadura que deve possuir comprimento mínimo de 4 m segundo NBR 6122 (2010), este passo pode ser feito com auxílio do guincho do equipamento, ou manualmente.

As vantagens e desvantagens deste método são demonstradas por Antunes et al. (1998) a seguir:

Vantagens:

- Controle da qualidade ofertado pelo monitoramento do computador de bordo;
- Não gera vibrações nem afeta construções próximas;
- Equipamento adaptável a vários tipos de terreno, com exceção à presença de rocha e matacões;
- Alta produtividade proporcionada pelo equipamento, fato este que reduz efetivamente o cronograma de obra;
- Produz quantidade extremamente baixa de detritos, o que evita a poluição visual como outros métodos que necessitam do uso de circulação de água ou lama bentonítica;

Desvantagens:

- Devido à sua logística de transporte, exige uma quantidade mínima de estacas para se tornar compatível com os custos de deslocamento;
- A área de trabalho deve ter fácil movimentação e desimpedida de obstáculos em função ao porte do equipamento;
- Se torna necessário a presença de central de concreto próximo ao local de execução, devido a grande produtividade do equipamento;

2.3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTACAS

De acordo com Décourt (1998), o conceito básico de capacidade de carga de uma estaca é definido pela forma como a estaca resistirá a um carregamento vertical o qual está sujeita, uma parcela será pela resistência ao cisalhamento concebida ao longo de seu fuste, e outra parcela pelas tensões normais formadas em sua ponta. Para avaliação da capacidade de carga tem-se os seguintes métodos:

- Métodos diretos: são determinados por meio de métodos empíricos ou semi-empíricos com ensaio *in situ*, baseando-se por exemplo em dados de classificação ou consistência do solo com adaptações para teorias de mecânica dos solos.
- Métodos indiretos: são classificadas as características de resistência ao cisalhamento e rigidez com ensaios *in situ* e de laboratório, determinando a capacidade de carga por meio de fórmulas teóricas da mecânica dos solos.

Os métodos diretos são os mais usuais para dimensionamento de estacas no Brasil, vários autores brasileiros consagrados se destacaram na criação de métodos empíricos e semi-

empíricos para cálculo da capacidade de carga usando correlações seja de carga de ruptura ou recalque e resistências obtidas na sondagem SPT, ou ainda correlacionando o N_{SPT} e resultados de cisalhamento em fórmulas da mecânica dos solos. Serão abordados aqui um resumo de dois destes principais métodos.

2.3.1 Método Aoki-Velloso

Criado por Nelson Aoki e Dirceu Velloso, este método foi apresentado no 5º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em Buenos Aires, no ano de 1975, este método terá como referência o trabalho de Cintra e Aoki (2011).

De acordo o problema físico da capacidade de carga, é possível observar-se o crescimento de tensões que resistem ao longo do fuste, e na ponta da estaca, o que possibilita a separação de dois tipos de resistências: a resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_p). Logo a obtenção da capacidade de carga pode ser feita pela dedução da equação (1), a fim de equilibrar as forças:

$$R = R_L + R_p \quad (1)$$

A parcela da ponta (R_p) é obtida a partir do produto entre a resistência de ponta em unidades de tensão (r_p) e a da área da seção transversal da base ou ponta da estaca (A_p) demonstrado na equação (2):

$$R_p = r_p * A_p \quad (2)$$

A equação (3) demonstra a definição da parcela de atrito (R_L):

$$R_L = U * \sum (r_L * \Delta_L) \quad (3)$$

Onde:

U = perímetro do fuste;

r_L = atrito unitário de cada segmento de estaca em unidades de tensão;

Δ_L = comprimento de cada segmento de estaca.

A princípio este método foi criado por correlações das incógnitas r_p e r_L com ensaios de sondagem CPT, o qual englobava a luva de Begemann para a medida de atrito lateral, isso era feito de acordo com os valores de resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_S) formando as equações (4) e (5):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (5)$$

F_1 e F_2 representam a correção para a comparação de desempenho entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), chamado efeito escala. Contudo, é feita uma correlação (equação 6) para substituir o valor obtido no ensaio de CPT (q_c) para o valor do índice de resistência de penetração obtido no ensaio de SPT (N_{SPT}), devido ao ensaio SPT ser o mais usual no Brasil.

$$q_c = K * N_{SPT} \quad (6)$$

onde valor de K dependerá do tipo de solo.

Essa correlação também permite ser obtido o valor do atrito lateral de acordo com o N_{SPT} sendo expressado na equação (7):

$$f_s = \alpha * q_c = \alpha * K * N_{SPT} \quad (7)$$

onde α varia de acordo com o tipo de solo

A partir da classificação do solo feita na sondagem SPT, é concebido o valor de da razão de atrito, reformulando as expressões precedentes de r_p (equação 8) e r_L (equação 9):

$$r_p = \frac{K * N_p}{F_1} \quad (8)$$

$$r_L = \frac{\alpha * K * N_L}{F_2} \quad (9)$$

Onde:

- N_p – valor de N_{SPT} na ponta da estaca
- N_L – valor de N_{SPT} médio na camada de solo com espessura Δ_L

Tais dados são alcançados por meio da sondagem mais próxima. Logo, podemos definir a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação pela equação (10) semiempírica:

$$R = \frac{K * N_p}{F_1} * A_p + \frac{U}{F_2} * \sum_1^n (\alpha * K * N_L * \Delta_L) \quad (10)$$

Os valores de K e α são dados na tabela 1, baseados na experiência dos autores em conjunto com valores da literatura.

Tabela 1: Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Já os fatores de correção F_1 e F_2 (tabela 2) foram obtidos a partir de 63 provas de carga feitas em vários estados do Brasil:

Tabela 2 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Com o passar dos anos foram feitas modificações neste método, o que resultou na inclusão de algumas modalidades de estacas, sendo elas: estaca Pré-moldada de pequenos diâmetros, Escavada, Raiz, Hélice contínua e Ômega, a tabela 3 demonstra valores F_1 e F_2 atualizados:

Tabela 3 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada de concreto	$1 + D/0,80$	2 F1
Metálica	3,0	2 F1
Pré-moldada de concreto	2,0	2 F1

Fonte: adaptados de Aoki e Velloso (1975)

Com intuito de obter resultados mais satisfatórios, este método foi modificado de acordo com a região de uso ou por características geotécnicas específicas, para isso, autores determinaram novos valores para K e α obtidos em resultados de provas de carga, este ato foi praticado por Alonso (1980) para a cidade de São Paulo e por Danziger e Velloso (1986) para o Rio de Janeiro. Conclui-se que este método é passível desse tipo de alteração desde que a correlação tenha validade comprovada.

2.3.2 Método Décourt-Quaresma

Criado pelos Engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma em 1978, este método foi apresentado ao 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de fundações o qual prevê a avaliação da capacidade de carga baseada por valores do índice de resistência de penetração obtido no ensaio de SPT (N_{SPT}). Este método tem como referência o trabalho de Décourt, Albiero e Cintra (1998).

A princípio este método foi previsto para estacas de deslocamento, posteriormente foi aperfeiçoado para outros modelos de estacas e também para o ensaio de SPT-T, através do conceito de N-equivalente (N_{eq}), suas modificações foram feitas por Décourt nos anos de 1982, 1987, 1991a, 1991b, 1991c, 1993, 1995 e Décourt e Niyama em 1994.

Portanto, os valores de N apontados aqui podem ser extraídos tanto do ensaio de SPT tradicional, quanto aos valores correspondentes para SPT-T de acordo com o N-equivalente, que de acordo com Décourt (1991c), é resultante da divisão entre o valor do torque T em kgf.m. por 1,2, a equação (11) demonstra este conceito da seguinte forma:

$$N_{eq} = \frac{T}{1,2} \quad (11)$$

Para valores da estaca padrão e tensão de ruptura tem-se respectivamente as equações (12) e (13)

$$Q_u = q_p * A_p + q_s * A_s \quad (12)$$

$$q_p = K * N \quad (13)$$

Os valores de K são obtidos com base na tabela 4:

Tabela 4 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de solo	K (tf/m²)
Argila	12
Silte argiloso (solo residual)	20
Silte arenoso (solo residual)	25
areia	40

Fonte: Décourt et al. (1998)

Caso a ruptura não seja estabelecida de forma clara, é usada a convencional, isto é, a carga equivalente a um deslocamento na cabeça da estaca de 10% de seu diâmetro.

Para obtenção do atrito lateral é usada a equação (14):

$$q_s = \frac{N}{3} + 1 \quad (14)$$

No caso das estacas escavadas a ruptura física nunca acontece. Consequentemente usa-se a ruptura convencional, isto é, a carga equivalente a um deslocamento na cabeça da estaca de 10% de seu diâmetro no caso de argilas e 30% no caso de solos granulares.

Independentemente do método escolhido para dimensionar a estaca padrão, devem ser considerados coeficientes α e β no cálculo de outras estacas. Esses valores são coeficientes de majoração ou minoração, o coeficiente α deve ser utilizado para a reação de ponta (q_p) e o coeficiente (β) para o atrito lateral unitário (q_s), tornando possível o uso de cálculos da estaca padrão para outras modalidades de estacas.

Décourt e Quaresma (1978) expressaram tais conceitos nas equações (15) e (16):

$$Q_u = \alpha * q_p * A_p + \beta * q_s * A_s \quad (15)$$

$$Q_u = \alpha * K * N_p * A_p + \beta * \left(\frac{N}{3} + 1\right) \quad (16)$$

A tabela 5 apresenta os valores dos coeficientes α e β de acordo com o tipo de solo e estaca:

Tabela 5 – Valores dos coeficientes em função do tipo de estaca e tipo de solo

Tipo de Estaca	Escavada em geral		Escavada (bentonita)		Hélice Contínua		Raiz		Injetadas sob altas pressões	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,9*	0,3*	1,0*	0,9*	1,5*	1,0*	3,0*
Solos intermediários	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,3*	1,0*	0,6*	1,5*	1,0*	3,0*
Areias	0,50	0,50	0,50	0,6*	0,3*	1,0*	0,5*	1,5*	1,0*	3,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt et al. (1998)

Cintra et al. (2011) aborda que este método além de ter repercutido no Brasil no período de seu desenvolvimento, também ganhou grande repercussão na Europa em 1982, quando o Engº Luciano Décourt ganhou um concurso com 25 candidatos no evento ESOPT II (*Second European Symposium on Penetration Test*), realizado em Amsterdã. O concurso se tratava de uma previsão da prova de carga de uma estaca cravada próxima ao local do evento, o material de apoio foi passado antecipadamente aos participantes do concurso, o qual teve Décourt como vencedor, utilizando o próprio método o qual é coautor.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo será abordado o desenvolvimento para executar a comparação técnico-orçamentária disponível neste trabalho. Foram coletadas opiniões expostas em trabalhos abordados por autores consagrados no tema a fim de aprimorar e fundamentar conhecimentos, coletados estudos do solo por meio de laudos de Sondagem SPT, foi definida planta de locação e carga a partir de projeto estrutural cedido e realizado o projeto de fundação pelo método de dimensionamento escolhido com auxílio de planilhas para conferência da capacidade de carga e armaduras obtidas. Por fim, foi executada a análise comparativa de custos, a fim de

demonstrar qual tipo de estaca proporcionou menor custo sem que tenha fugido ao atendimento às normas de forma técnica e segura.

3.1 DEFINIÇÃO DE PLANTA DE CARGA

A planta de locação de ambos os tipos de fundação: Estacas Escavadas, Estacas Hélice Contínua Monitorada foi definida partir do projeto estrutural (vide apêndice A) cedido, de uma edificação residencial vertical com quatro pavimentos.

3.2 PROJETO DE FUNDAÇÃO

O projeto foi concebido respeitando os requisitos básicos como os citados por Velloso et al. (1998): deformações aceitáveis de acordo com as condições de trabalho, segurança ao colapso do solo e segurança ao colapso dos elementos estruturais. Também foram respeitados requisitos da NBR 6122 – 2010, o material de suporte para reconhecimento do substrato foi cedido pela empresa Técnica Engenharia. Foram usados relatórios de ensaios de Sondagem à Percussão (ver figura 10), realizados no setor Orla 14, situado em Palmas – TO, este local foi escolhido por conter características que geram o problema de pesquisa, o qual deu origem a este trabalho, e foi sanado ao final do projeto.

fator para escolha desta metodologia de cálculo se tem por ela possuir menor quantidade de correlações, sendo originalmente feita para ensaios de Sondagem SPT.

Após a análise do ensaio SPT foram inseridos os dados de caracterização do solo na planilha para cálculo e escolhido o tipo de estaca, a partir daí foram gerados resultados das capacidades para resistência de ponta e atrito lateral, e posteriormente uma média final para carga admissível, o qual foi usado neste dimensionamento.

Figura 11 – Planilha para capacidade de cargas

Cota (m)	Nº SPT	Tipo do solo							Tipo de Estaca
		Argila Silty	Argila Arenosa	Silt Argiloso	Silt Arenoso	Areia Argilosa	Areia Silty	Areia	
1	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	11	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	14	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	11	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	17	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	13	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	14	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10	12	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11	12	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12	16	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
13	30	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
14	50	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
15	50	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
16	50	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
17	50	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
18		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
19		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
20		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
21		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
22		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
23		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
24		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
25		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
26		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
27		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Tipo de Estaca	Comprim. total da estaca (m)	Diâmetro seção circular	Volume base alargada (Franki) (L)	Tipo de carregamento método "P.P.C.V"
<input type="radio"/> Premoldada (concreto) <input type="radio"/> Franki <input checked="" type="radio"/> Hélice Contínua <input type="radio"/> Escavadas sem revestimentos <input type="radio"/> Escavadas com revestimentos ou lama <input type="radio"/> Hollow Auger <input type="radio"/> Raiz	13,0 m	300,0 mm		Compressão

Resultado dos Métodos				
Carga admissível da estaca (t)				
Capacidade de carga total da estaca (t)				
	Capacidade de carga	resistência de ponta (t)		
	Capacidade de carga atrito lateral (t)			
Pedro Paulo Costa Velloso	78,8	27,1	106,0	42,4
Aoki-Velloso	53,4	24,4	77,8	38,9
Decourt-Quaresma	45,1	30,2	75,3	42,3
Alberto Henriques Teixeira	52,4	15,3	67,7	38,8
Urbano Rodrigues Alonso	56,0	25,8	81,8	40,9
Média dos processos	57,2	24,6	81,7	40,6

Fonte: Site Engenharia (2017)

Após a obtenção das cargas admissíveis para cada tipo e diâmetro de estaca foi respeitada a carga estrutural máxima permitida:

Tabela 6 - Carga estrutural admissível para estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal

Diâmetro (cm)	Carga de catálogo tradicional P_e (kN)	Carga estrutural admissível (kN)
Ø 25	200	250
Ø 30	300	360
Ø 35	400	490
Ø 40	500	640
Ø 45	600	810
Ø 50	800	1.000

Fonte: Falconi, Souza Filho e Fígaro (1998)

Tabela 7 - Carga estrutural admissível para estacas hélice contínua monitorada

Diâmetro da Hélice (mm)	Carga Admissível Estrutural (kN)	Espaçamento Sugerido (cm)
275	350	70
300	450	75
350	600	90
400	800	100
425	900	110
500	1250	125
600	1800	150
700	2450	175
800	3200	200
900	4000	225
1000	5000	250

Fonte: Antunes et al. (1998)

Posteriormente o tratamento dos dados foram feitos em planilha (vide apêndice B) para estudo de opções de diâmetros e profundidades estacas para cada carregamento de pilar, apresentados nas tabelas 8 e 9

Tabela 8 – diâmetros e profundidades adotados para Estacas Escavadas

Diâmetro (cm)	Prof. (m)	Capacidade (tf)
40	8	25,4
50	8	34,3
60	8	44,4

Fonte: autoria própria

Tabela 9 – diâmetros e profundidades adotados para Estacas Hélice Contínua Monitorada

Diâmetro (cm)	Prof. (m)	Capacidade (tf)
30	10	30,9
30	11	33,6
30	13	42,3
40	12	51,6
40	14	73,8

Fonte: autoria própria

Para cálculo do dimensionamento da armadura das estacas foi seguida a orientação segundo a NBR 6122 (2010) a qual denota que para as estacas que obtiverem tensão abaixo de 5 MPa no caso de estacas escavadas e abaixo de 6 MPa para estacas hélice contínua monitorada, deverão ser armadas com taxa mínima de 5% da área de sua seção de concreto. Todas as estacas atingiram valores abaixo dos limites mencionados, portanto, todas foram dimensionadas com taxa de aço mínima, (vide apêndice B), a qual prevê comprimento mínimo para armadura longitudinal de 2,0 metros para Estacas Escavadas e 4,0 metros para Estacas Hélice Contínua Monitorada com diâmetro mínimo de 10,0 mm. Para tal cálculo foi feito o cálculo da área de concreto de cada estaca e dividido o valor encontrado pela área de aço da bitola escolhida, encontrando o número de barras. A NBR 6122 (2010) denota que a armadura transversal (estribos) se torna necessária apenas para estacas as quais estão sujeitas a tração ou flexão, porém, para facilitar o método executivo e preservar o formato das armaduras longitudinais todas as estacas foram armadas com estribos de 5,0 mm.

O dimensionamento dos blocos de coroamento foi feito obedecendo o cálculo da NBR 6118 (2014), onde preconiza a distância de borda igual à metade do diâmetro da estaca, e em caso de blocos contendo mais de uma estaca, as mesmas foram espaçadas com distância igual a três vezes o valor do seu diâmetro. Os valores de altura e armadura foram obtidos a partir da metodologia usada por Alonso (2001), onde se recomenda altura mínima em 1,2 vezes o diâmetro da estaca, neste trabalho foi usado o valor de 1,4, já a armadura, utilizou-se 80 kg de aço para cada m³ de concreto ainda seguindo as recomendações de Alonso (2001).

Em virtude deste trabalho ter como foco a comparação entre estacas, não serão avaliados valores de materiais e mão de obra para formas dos blocos de coroamento e vigas de travamento.

As plantas de locação da fundação detalhamento das estacas e blocos podem ser visualizadas nos apêndices C e D.

3.3 COMPARATIVO DE CUSTOS

A última etapa é de âmbito orçamentário, foi a responsável por conter a informação final de qual é o tipo de fundação mais ideal para a situação abordada, segundo Velloso e Lopes (1998), a melhor escolha pode ser feita se baseando em dois parâmetros: aquela que possui menor custo e menor prazo de execução. Para tal, foram utilizados preços praticados na capital e orçados custos de escavação e custos de materiais, sendo eles, concreto usinado e aço.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 ESTACAS ESCAVADAS

A tabela 10 apresenta resumo demonstrando metragens e valores totais obtidos para escavação das estacas e quantidade e valor do aço para armadura.

Tabela 10 – Custos com escavação e materiais estacas escavadas

Orçamento Estacas Escavadas			
Descrição	QTD	Valor unitário	Valor total
Total de estacas	74		
Profundidade total	592 m		
Ø 40	96 m	R\$13,00	R\$ 1.248,00
Ø 50	400 m	R\$18,00	R\$ 7.200,00
Ø 60	96 m	R\$23,00	R\$ 2.208,00
		Sub-Total escavações	R\$ 10.656,00
Volume de concreto 20 MPa	117,75 m ³	R\$340,00	R\$ 40.033,94
Aço	1.618 kg	R\$ 5,00	R\$ 8.090,23
		Sub-Total materiais	R\$ 48.124,17
			Valor total R\$58.780,17

Fonte: autoria própria

Na tabela 11 são apresentados quantidade obtidas e valores para concreto e aço para os blocos de coroamento, adotando 80 kg de aço para cada metro cúbico de concreto:

Tabela 11 – Custos materiais para blocos de coroamento

Orçamento blocos de coroamento			
Descrição	QTD	Valor unit.	Valor total
Volume concreto 20 MPa	86,83 m ³	R\$ 340,00	R\$ 29.522,20
Aço	6.946 kg	R\$ 5,00	R\$ 34.732,00
		Total	R\$ 64.254,20

Fonte: autoria própria

Valores obtidos a partir de pesquisa de preços ofertados na cidade de Palmas-TO, o valor para a ferragem está incluso corte e dobra.

4.2 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA

A tabela 12 apresenta resumo demonstrando metragens e valores totais obtidos para escavação das estacas e quantidade e valor do aço para armadura.

Tabela 12 – Custos com escavação e materiais estacas hélice contínua monitorada

Orçamento Estacas HCM			
Descrição	QTD	Valor unitário	Valor total
Total de estacas	53		
Profundidade total	635 m		
Escavação com diâmetro de 30 cm	189 m	R\$18,00	R\$ 3.402,00
Escavação com diâmetro de 40 cm	446 m	R\$24,00	R\$ 10.704,00
Mobilização/desmobilização equip.	1 m	R\$3.500,00	R\$ 3.500,00
		Sub-Total escavações	R\$ 17.606,00
Volume de concreto + 25% sobreconsumo	8 m ³	R\$380,00	R\$32.967,68
Aço	1.703,11 m ³	R\$5,00	R\$ 8.515,56
		Sub-Total materiais	R\$ 41.483,24
			Valor total R\$59.089,24

Fonte: autoria própria

Na tabela 13 são apresentados quantidade obtidas e valores para concreto e aço para os blocos de coroamento, adotando 80 kg de aço para cada metro cúbico de concreto:

Tabela 13 – Custos materiais para blocos de coroamento

Orçamento blocos de coroamento			
Descrição	QTD	Valor unit.	Valor total
Volume concreto	32,35 m ³	R\$ 340,00	R\$ 10.997,50
Aço	2.588 kg	R\$ 5,00	R\$ 12.938,24
		Valor Total	R\$ 23.936,12

Fonte: autoria própria

Valores obtidos a partir de pesquisa de preços ofertados na cidade de Palmas-TO, o valor para a ferragem está incluso corte e dobra.

4.3 COMPARATIVOS FINAIS

Os gráficos a seguir representam os comparativos entre as opções de fundação divididos por categorias individuais, para melhor compreensão do que se possui maior valor em cada modalidade de fundação.

Figura 12 – Gráfico comparativo de valores das escavações



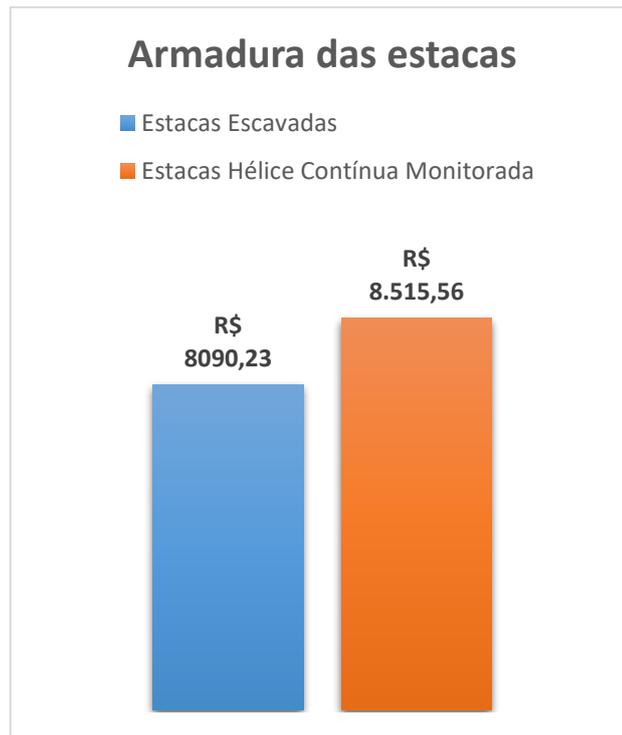
Fonte: Autoria própria

Figura 13 – Gráfico comparativo de valores para concreto das estacas



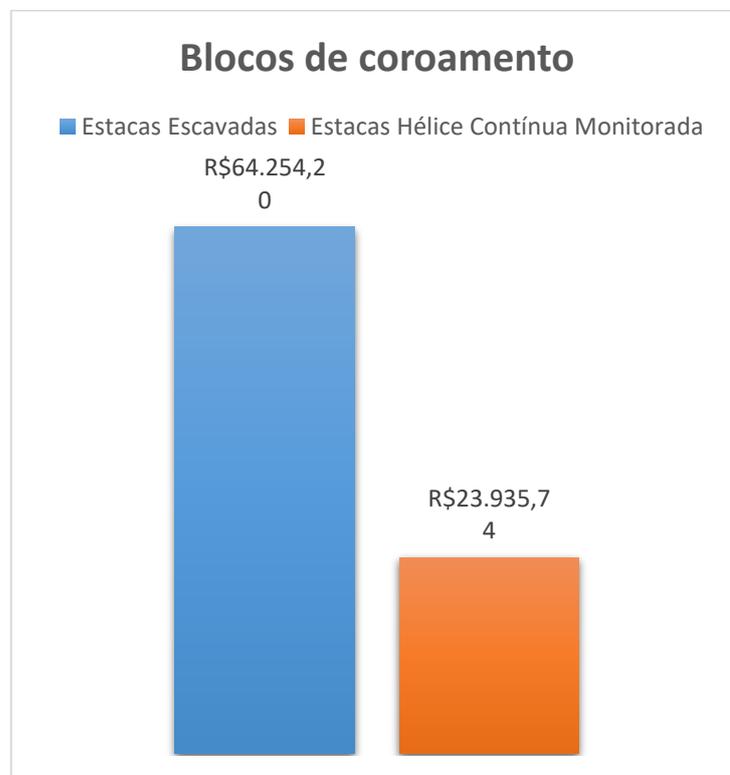
Fonte: autoria própria

Figura 14 – Gráfico comparativo de valores para armaduras das estacas



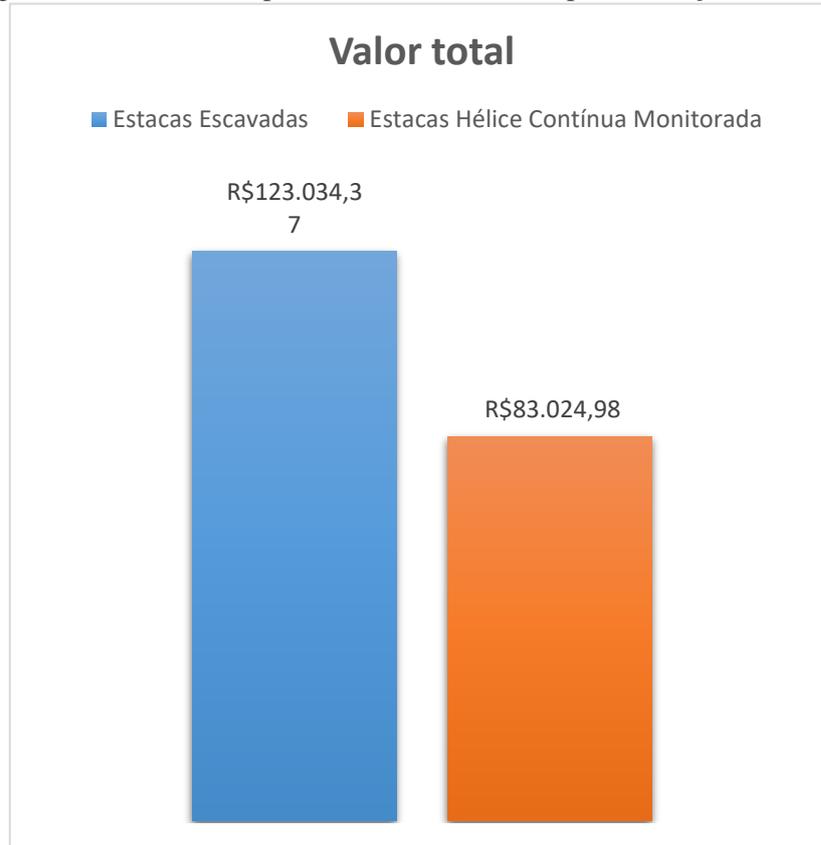
Fonte: autoria própria

Figura 15 – Gráfico comparativo de valores para blocos de coroamento



Fonte: Autoria própria

Figura 16 – Gráfico comparativo de valores totais para execução das estacas



Fonte: autoria própria

Os valores obtidos demonstram que a opção de Estaca Escavada atingiu valores aproximadamente 50% mais altos que a Hélice Contínua Monitorada. Tais observações são compatíveis com a prática, é de fácil entendimento perceber que tal discrepância foi causada devido aos blocos de coroamento, por possuírem maior diâmetro as Estacas Escavadas tornaram as dimensões dos blocos muito extensas, gerando assim mais consumo de concreto e aço.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como foco principal a comparação de dois dos métodos mais econômicos e produtivos de estacas ofertados na cidade de Palmas – TO: Estacas Escavadas e Estacas Hélice Contínua Monitorada. Foram escolhidas situações geotécnicas e carregamento estrutural sem que houvesse características extremas, fato este, que torna mais difícil a escolha direta de um tipo de fundação, podendo ocasionar o aumento significativo de valores finais, demonstrando o alerta para caso tais estudos não sejam efetuados.

De acordo com os resultados obtidos, conclui-se que, como seria esperado, a opção de Estaca Hélice Contínua Monitorada representa a solução mais econômica para o tipo de edificação e perfil geotécnico analisados. A opção de Estacas Escavadas mesmo possuindo inicialmente valores com custos de escavação e materiais muito abaixo de sua concorrente, atingiu valor final aproximadamente 50% mais alto que sua concorrente, segundo o comparativo.

Outra função deste trabalho é demonstrar a importância do estudo de casos, para qualquer que seja o tamanho ou valor da obra em questão, mesmo que de início o profissional já possua em mente qual metodologia deve ser executada, o estudo de casos nunca será um trabalho em vão.

Vale ressaltar que este estudo foi limitado utilizando diâmetros mais usuais de cada opção de fundação e apenas uma metodologia de cálculo dentre as opções mais consagradas da geotecnia, com intuito de instigar e nortear futuros trabalhos sobre este assunto. Caso este tema seja aprofundado, será possível a obtenção de resultados mais eficazes comparando-se mais de uma metodologia de cálculo utilizando a que melhor se adequa ao tipo de solo em estudo e analisando maior número de diâmetros entre as opções de estacas.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 12. reimp. São Paulo: Edgard Blücher, 2001

ALONSO, U.R. Execução de fundações profundas: estacas injetadas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998a. p. 361-372.

ANTUNES, W.R.; TAROZZO, H. Execução de fundações profundas: estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 345-348.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro, 2001.

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

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações – Volume 1**. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996. 234 p.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

DAS, Braja. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson, 2007. 562 p.

DÉCOURT, L.; ALBIERO J. H.; CINTRA, J. C. A.; Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 265-301.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Solos representativos do Estado do Tocantins sob vegetação natural do cerrado**. Disponível em: <www.cpac.embrapa.br/download/570/t> Acesso em 09 Set. 2017.

FALCONI, F.F.; SOUZA FILHO, J.; FÍGARO, N.D. Execução de fundações profundas: estacas escavadas sem lama bentonítica. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 336-344.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Cidades [online]. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/v3/cidades/municipio/1721000>>. Acesso em: 08 Set. 2017.

MAIA, C.M.M. Execução de fundações profundas: estacas tipo Franki. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 329-336.

NÁPOLES NETO, A.D.F. História das fundações: uma breve história das fundações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 17-33.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. São Paulo: LTC Editores, 2007. 386 p.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

QUARESMA, A.R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A.R.; ALMEIDA, M.S.S.; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-162.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Editora Ziguarte, 2008. 238 p.

REZENDE, Fernando. Palmas, desenvolvimento e seus desafios: depoimento. [18 de junho, 2011]. Palmas: **Secretaria de Comunicação Social – SECOM**, Governo do Estado do Tocantins. Entrevista concedida a Angélica Mendonça. Disponível em: <<http://secom.to.gov.br/noticia/45685/>> Acesso em 08 Set. 2017.

SANTOS, Lindomar Ferreira dos. **Cartografia Geotécnica do Município de Palmas/TO: Área a oeste do meridiano 48° W**. Gr. 2000. 176 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 2000.

VARGAS, M. História das fundações: história da engenharia de fundações no Brasil. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 34-50

VELLOSO, DIRCEU DE ALENCAR; MARIA, PAULO EDUARDO LIMA DE SANTA; LOPES, FRANCISCO DE REZENDE. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 163-196.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Planta de locação e carga estrutural

APÊNDICE B – Planilha de cálculos detalhamento de estacas blocos e armaduras

APÊNDICE C – Planta geral de fundação: Estacas Escavadas

APÊNDICE D – Planta geral de fundação: Estacas Hélice Contínua