

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS
ENGENHARIA CIVIL
LEONEL DE SIQUEIRA MELO

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO/ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS: estudo de caso entre estaca pré-moldada em concreto armado e tipo
hélice contínua em um galpão industrial.**

Varginha - MG
2018

LEONEL DE SIQUEIRA MELO

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO/ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS: estudo de caso entre estaca pré-moldada em concreto armado e tipo
hélice contínua em um galpão industrial.**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado sob orientação do professor Me. Armando Belato Pereira.

**Varginha – MG
2018**

LEONEL DE SIQUEIRA MELO

**ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO/ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES
PROFUNDAS: estudo de caso entre estaca pré-moldada em concreto armado e tipo
hélice contínua em um galpão industrial.**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em 05/07/2018

Me. Armando Belato Pereira

M. Sc. Ana Paula Figueiredo

M. Sc. Magno Geovani Souza Moraes

OBS.:

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, amigos, colaboradores e professores pela contribuição importante, da forma que coube a cada um, para sua realização.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por me permitir prosseguir com o sonho da formação acadêmica mesmo pensando já ser tarde para tal realização, mostrando mais uma vez que o importante não é o tempo que queremos para nós e sim o tempo que Ele nos tem reservado.

Agradeço aos meus pais que, mesmo diante de tantas dificuldades vividas, jamais mediram esforços para me deixarem como herança de vida a minha formação escolar. E aos meus irmãos, por estarem presentes em cada momento de lutas e vitórias durante este período.

Agradeço à minha esposa por abraçar comigo esse sonho e confiar que eu seria capaz. Mesmo ciente da difícil caminhada que estaria por vir, decidiu caminhar ao meu lado e me apoiou em cada momento decisivo.

Agradeço aos filhos com os quais fui presenteado durante esta caminhada de formação acadêmica. Posso ter estado ausente fisicamente em alguns momentos, mas sempre os tive em meus pensamentos.

Agradeço aos colegas de curso, aos amigos, aos colaboradores da instituição, aos professores que compartilharam conosco o que de melhor tinham de si e ao meu orientador, Armando Belato Pereira, pela paciência, compreensão, apoio e horas de dedicação para que este trabalho fosse moldado da melhor forma, agregando ainda mais conhecimentos à minha formação.

EPIGRAFE

“Paciência, aplicação, perseverança e, acima de tudo,
vontade inabalável de chegar à meta.”

Ludwig van Beethoven

RESUMO

Este trabalho aborda um estudo comparativo que visa analisar a viabilidade técnico/econômica entre dois tipos de fundações indiretas ou profundas: as estacas do tipo hélice contínua e as estacas cravadas do tipo pré-moldadas em concreto armado. Para sua realização, utilizou-se do projeto de um galpão industrial já existente onde sua fundação, dimensionada e executada utilizando-se estacas do tipo hélice contínua, foi confrontada com o sistema de estacas pré-moldadas em concreto armado, que também atende às condições geotécnicas verificadas. Utilizando-se dos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), dentre outras literaturas e referências normativas em acordo com a ABNT, foi calculada a capacidade de carga geotécnica admissível da fundação, levando-se em conta o pior resultado de SPT combinado com a maior carga de projeto para a sua área de influência. Já a carga estrutural admissível das estacas foi fornecida por um catálogo de empresa de estaqueamento segundo as variadas seções transversais disponíveis. Assim, procedeu-se à verificação de três modelos de seções transversais e o levantamento do quantitativo de estacas por bloco, segundo cada modelo, optando por utilizar aquela que mais se mostrou conveniente. Finalizando, foram dimensionados os blocos de coroamento para o tipo de fundação proposto e realizado uma comparação de custos entre os modelos, visando demonstrar aquela mais favorável financeiramente.

Palavras-chave: Fundações profundas. Estaca hélice contínua. Estaca pré-moldada. Comparativo técnico/econômico.

ABSTRACT

This work deals with a comparative study that aims to analyze the viability technical/cost between two types of indirect foundations or deep: the stakes of the type continuous helix and the stakes nailed of type pre-molded in reinforced concrete. For its realization, it was used project of an industrial shed already exists where its foundation, sized and executed using stakes of the type continuous helix, was confronted with the system of stakes pre-molded in reinforced concrete, which also meets the conditions established geotechnical. Using the methods of Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) and Teixeira (1996), among other literatures and normative references in accordance with the ABNT, was calculated the load capacity of geotechnical permissible foundation, taking into account the worst result of SPT combined with the largest project load for your area of influence. Already the permissible structural load of the stakes was provided by a catalog of company of stakes according to the varying cross sections available. Thus, we proceeded to the verification of three models of cross sections and the lifting of the quantitative of stakes per block, according to each model, opting to use the one that most proved to be. Finally, the crown blocks were designed for the proposed foundation type and a cost comparison was made between the models, in order to demonstrate the more financially favorable.

Keywords: Deep foundations. Stake continuous helix. The stake pre-molded. Comparative study technical/economic.

LISTA DE ILUSTRAÇÃO

Figura 1 - Equipamento de sondagem SPT	22
Figura 2 - Execução de ensaio SPT	23
Figura 3 - Fundação rasa em sapata.....	27
Figura 4 - Fundações profundas	28
Figura 5 – Capacete	30
Figura 6 - Bate-estacas hidráulico	30
Figura 7 - Junções por anéis soldáveis	32
Figura 8 - Fases de execução da estaca hélice contínua	34
Figura 9 - Catálogo de estacas pré-moldadas	50
Figura 10 - Catálogo de estacas pré-moldadas	51
Figura 11 - Galpão industrial em estudo	59
Figura 12 – Dimensões geométricas do bloco.....	83
Figura 13 – Forças atuantes sobre o bloco	84
Figura 14 – Demonstração de forças atuantes	85
Figura 15 - Variação das seções das bielas.	88
Figura 16 - Área de armadura por metro de largura (cm ² /m)	92
Figura 17 - Detalhamento final bloco BL 46.....	93
Figura 18 – Cargas atuantes no bloco.....	95
Figura 19 – Cargas atuantes no bloco B 46.	96
Figura 20 - Comparativo de custos para os serviços de estaqueamento.....	101
Figura 21 - Comparativo de custos para execução dos blocos de coroamento	102
Figura 22 - Comparativo de custo global das fundações.....	103

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Número de sondagens por área construída.....	22
Tabela 2 - Compacidade e consistência segundo a resistência à penetração.....	24
Tabela 3 - Características mínimas da mesa rotativa e do guincho.....	35
Tabela 4 - Valores dos coeficientes F_1 e F_2	44
Tabela 5 - Valores dos Coeficientes α e K	44
Tabela 6 - Coeficiente característico do solo C	46
Tabela 7 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	46
Tabela 8 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	46
Tabela 9 - Valores do fator α (KPa) em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	47
Tabela 10 - Valores do fator β (KPa) em função do tipo de estaca.....	47
Tabela 11 - Resumo dos dimensionamentos das estacas.....	81
Tabela 12 – Detalhes dos blocos dimensionados para o novo projeto proposto.....	94

LISTA DE PLANILHAS

Planilha 1- Resumo de quantitativos (serviços e insumos para fundação com estacas tipo hélice contínua).....	97
Planilha 2 - Resumo de quantitativos (serviços e insumos para fundação - estacas cravadas tipo pré-moldadas).....	98
Planilha 3 - Orçamento para execução de projeto de fundação em estacas tipo hélice contínua.....	99
Planilha 4 - Orçamento para execução de projeto de fundação em estacas cravadas tipo pré-moldadas.....	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de normas técnicas

A_p – Área da ponta da estaca

C – Coeficiente característico do solo, obtido por meio de 41 provas de cargas realizadas em estacas pré-moldadas de concreto

cm – Centímetro

cm² – Centímetro quadrado

CPT – Cone penetration test

CPU – Composição de Preços Unitários

EC – Encargos complementares

EP_{total} – Preço Total dos Equipamentos

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão

F_s – Fator de segurança aplicada à carga admissível P_a

f_s – Resistência por atrito lateral na luva do cone, através do ensaio CPT

F_1 – Coeficientes de correção das resistências de ponta;

F_2 – Coeficientes de correção das resistências laterais;

hh/m² – Homen.hora/metro quadrado

Impro – Improdutividade

K – Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT}

kg – Kilograma

kN – Kilonewton

kNm – Kilonewton metro

kPa – Kilopascal

l – Comprimento do lado da estaca pré-moldada quadrada

LS – Leis Sociais

m – Metro

m² – Metro quadrado

m^3 – Metro cúbico

MG – Estado de Minas Gerais

MN – Meganewton

MO_{total} – Preço total da mão de obra

MPa – Mega Pascal

MP_{total} – Preço total do material

N – Resistência a penetração através do ensaio SPT

NBR – Norma Brasileira

N_e – Número de estacas por bloco

N_L – Índice de resistência à penetração médio da camada de solo de espessura Δ_L

N_p – Índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca

N_{SPT} – Número de golpes do resultado do ensaio SPT

P_a – Carga admissível da estaca quanto à resistência do solo

Qnt – Quantidade

P_{adm} – Carga admissível para o cálculo da capacidade de carga da estaca, definida como o menor valor entre a carga admissível do solo e a carga de catálogo da estaca

P_e – Carga de catálogo da estaca

P_{pilar} – Carga do pilar sobre a estaca

$Prod$ – Produtividade

$P.unit$ – Preço unitário

$P.unit.Produ$ – Preço unitário de produtividade

$P.unit.Impro$ – Preço unitário de improdutividade

q_c – Resistência de ponta do cone através do ensaio CPT

Qnt – Quantidade

R – Capacidade de carga da estaca

r – Raio da estaca pré-moldada circular maciça

R_L – Parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca

r_L – Tensão de atrito lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca

R_{med} – Valor médio de capacidade de carga com 50% de probabilidade de ocorrência de valores menores

R_p – Parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca;

r_p – Tensão desenvolvida na ponta da estaca

S_h – Custo do salário/hora de cada trabalhador para a empresa

S_n – Salário/hora normal do trabalhador

SPT – Standard penetration test

SP_{total} – Preço total dos serviços – composições auxiliares

TCPO – Tabela de Composições de Preços para Orçamentos

tf – Tonelada força

U – Perímetro da seção transversal da estaca;

α – Fator de correção da resistência lateral e de ponta do cone no ensaio CPT

Δl – Espessura da camada de solo em análise;

β – Coeficiente para correção da resistência lateral;

\emptyset – Diâmetro

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Justificativa	19
1.2 Objetivo Geral	19
1.3 Objetivos Específicos	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 Investigação geotécnica	21
2.1.1 Sondagem SPT	21
2.1.1.1 Locação das sondagens	22
2.1.1.2 Método de execução	23
2.2 Fundações	24
2.2.1 Projeto de fundações: requisitos básicos	25
2.3 Tipos de fundações	26
2.3.1 Fundações diretas ou superficiais	26
2.3.2 Fundações indiretas ou profundas	27
2.4 Estacas	28
2.4.1 Estacas cravadas pré-moldadas em concreto armado	29
2.4.1.1 Cravação por percussão	29
2.4.1.2 Equipamentos para cravação por percussão	30
2.4.1.3 Junção de estacas pré-moldadas	31
2.4.1.4 Preparação da cabeça das estacas	32
2.4.1.5 Vantagens de utilização	32
2.4.1.6 Desvantagens de utilização	33
2.4.2 Estaca tipo hélice contínua	33
2.4.2.1 Equipamentos para execução	34
2.4.2.2 Perfuração	35
2.4.2.3 Concretagem	35
2.4.2.4 Introdução de armadura	36
2.4.2.5 Vantagens de utilização	37
2.4.2.6 Desvantagens de utilização	37
2.5 Materiais	37
2.5.1 Concreto	37
2.5.2 Aço	38
2.5.3 Concreto armado	38
2.5.4 Forma	39
2.6 Dimensionamento de fundações – métodos de cálculos	39
2.6.1 Capacidade de carga	39
2.6.2 Métodos semi-empíricos	40
2.6.2.1 Método de Aoki-Velloso (1975)	40
2.6.2.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)	45
2.6.2.3 Método de Teixeira (1996)	46
2.6.3 Carga admissível	48
2.6.4 Carga de catálogo	49
2.6.5 Quantidade de estacas por bloco	51
2.6.6 Cargas atuantes nas estacas	52
2.7 Orçamento e composição de valores na construção civil	52
2.7.1 Custo direto unitário	53

2.7.2 Composição de preços unitários	53
2.7.3 Encargos sociais	54
2.8 Levantamento de custos / horários	54
2.8.1 Custos horários de mão de obra.....	54
2.8.2 Elaboração dos custos diretos.....	55
3 METODOLOGIA.....	57
4 ESTUDO DE CASO	58
4.1 Investigação geotécnica do terreno	58
4.2 Descrição física da edificação	58
4.3 Pré-dimensionamento da fundação.....	59
4.3.1 Dimensionamento da estaca pré-moldada circular protendida.....	60
4.3.1.1 Método Aoki e Velloso	60
4.3.1.2 Método de Decourt - Quaresma	63
4.3.1.3 Método Teixeira	65
4.3.1.4 Quantidade de estacas no bloco.....	66
4.3.2 Dimensionamento da estaca pré-moldada quadrada protendida maciça	67
4.3.2.1 Método Aoki e Velloso	67
4.3.2.2 Método de Decourt - Quaresma	70
4.3.2.3 Método Teixeira	72
4.3.2.4 Quantidade de estacas no bloco.....	73
4.3.3 Dimensionamento da estaca pré-moldada hexagonal protendida vazada	74
4.3.3.1 Método Aoki e Velloso	74
4.3.3.2 Método de Decourt - Quaresma	77
4.3.3.3 Método Teixeira	79
4.3.3.4 Quantidade de estacas no bloco.....	80
4.3.4 Análise dos resultados do dimensionamento.....	81
4.4 Dimensionamento de blocos de coroamento	82
4.4.1 Blocos sobre duas estacas.....	82
4.5 Verificação da estaca em relação à carga atuante	94
5 QUANTITATIVOS DAS FUNDAÇÕES	97
5.1 Levantamentos de quantitativos dos insumos e serviços	97
5.2 Levantamentos de custos	98
5.3 Análise dos resultados	100
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	104
REFERÊNCIAS	105
ANEXO A – LOCAÇÃO DE SONDAGEM SPT E RELATÓRIOS.....	107
ANEXO B – TABELA DE CARGAS DOS PILARES.....	120
ANEXO C – PROJETO DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS (PROJETO ORIGINAL) ..	124
ANEXO D – PROJETO DE LOCAÇÃO DOS PILARES E DETALHAMENTOS (PROJETO ORIGINAL).....	125
ANEXO E – PROJETO DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS (PROJETO PROPOSTO) .	126
ANEXO F – PROJETO DE LOCAÇÃO DOS PILARES E DETALHAMENTOS (PROJETO PROPOSTO).....	127

APÊNDICE A – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS POR REGIÃO DE INFLUÊNCIA DOS FUROS DE SONDAÇÃO SPT (ESTUDO PRELIMINAR).....	128
APÊNDICE B – TABELAS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS POR REGIÃO DE INFLUÊNCIA DOS FUROS DE SONDAÇÃO SPT (DEFINIDO PARA O PROJETO).....	131
APÊNDICE C – DETALHES DE DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO (PROPOSTO).....	134
APÊNDICE D – VERIFICAÇÃO DAS ESTACAS QUANTO À CARGA ATUANTE	136

1 INTRODUÇÃO

Sempre a procura de métodos cada vez mais eficientes e inovações tecnológicas, a engenharia de fundações vem evoluindo constantemente, visando resultados que não atendam somente à necessidade do projeto, mas que além de eficazes sejam também economicamente satisfatórios. Dessa forma, as empresas prestadoras de serviços tem se movimentado de forma frenética buscando por seu espaço no mercado, lançando equipamentos capazes de aumentar consideravelmente a produtividade, além de se mostrarem de funcionamento silencioso, ausentes de vibrações e com controle rigoroso da qualidade dos serviços executados.

O bom projeto de fundações profundas deve levar em consideração a inter-relação custo/benefício da solução escolhida. Este deve ser dimensionado e executado de forma eficiente, conforme rege as normas regulamentadoras específicas, afim de que não haja superdimensionamento ou surgimento de patologias. Assim, durante o desenvolvimento deste trabalho, estarão sendo abordados conceitos ligados aos variados sistemas de fundações profundas, dados geotécnicos e parâmetros de resistência dos solos, processos executivos de fundações e metodologias de dimensionamento.

Diante de uma grande variedade de opções quando se fala de fundações profundas, busca-se sempre por aquela que atenda da melhor forma no que diz respeito a custos, execução e atendimento às características físicas do empreendimento. Desta forma, a edificação a ser estudada apresenta um projeto de fundação já dimensionado e executado onde se optou pela utilização da estaca escavada tipo hélice contínua.

Com características que também atendem a este tipo de empreendimento e visando um comparativo técnico/econômico, será proposto neste trabalho um novo projeto utilizando-se de estacas cravadas pré-moldadas em concreto armado. Estas, por sua vez, se mostram bem eficientes devido a sua capacidade de ultrapassar cotas de nível d'água, além da qualidade garantida pelo alto controle tecnológico ao qual é submetida a sua fabricação.

Após o pré-dimensionamento do sistema em estacas pré-moldadas em concreto armado e suas verificações quanto às forças atuantes, serão também pré-dimensionados os blocos de coroamento sobre as mesmas. Dessa forma, ao fim das verificações, serão levantados os quantitativos e os custos totais dos dois métodos apresentados, comparando-os financeiramente.

1.1 Justificativa

Com o avanço tecnológico constante aliado à grande variabilidade nos tipos de fundações, a engenharia de infraestrutura vem, cada vez mais, sendo impulsionada. Dessa forma, faz-se necessário um bom estudo de caso antes da tomada de decisão sobre qual o método de fundação a ser utilizado, optando-se, assim, pelo que garanta uma melhor relação custo/benefício, além de garantir também segurança e funcionalidade.

É fundamental se ter conhecimento sobre as características geotécnicas do solo onde será executada a fundação, bem como cargas atuantes que o mesmo irá receber, a fim de decidir sobre o melhor método de dimensionamento, embasado na literatura disponível. Deve-se ter em mente que uma fundação superdimensionada nem sempre é sinônimo de segurança, além de elevar consideravelmente os custos do empreendimento.

1.2 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo a análise de viabilidade técnico/econômica entre uma fundação profunda tipo hélice contínua, já dimensionada e executada em um galpão industrial e estacas pré-moldadas de concreto armado, estas a serem dimensionadas e propostas como uma possível opção de fundação para a referida obra.

1.3 Objetivos Específicos

- Elaboração de revisão bibliográfica sobre as fundações do tipo hélice contínua e pré-moldada de concreto armado;
- Análise do ponto de parada da estaca pré-moldada a ser cravada no solo, conforme os resultados de sondagem a percussão do terreno;
- Cálculo da capacidade de carga geotécnica para estacas pré-moldadas de variadas seções transversais, utilizando-se de diferentes métodos de cálculo e optando-se ao final pela que melhor atender;

- Elaboração de um comparativo financeiro (custos) entre os dois sistemas de fundações apresentados;
- Análise técnico/econômica final, visando propor a melhor solução entre estes sistemas de fundação para a edificação estudada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Investigação geotécnica

A etapa inicial de um projeto de fundações consiste em uma cuidadosa investigação geotécnica. Trata-se de uma sondagem que visa levantar, dentre outras informações, as características geotécnicas do solo para que nele possa ser implantado o melhor sistema, sejam elas fundações diretas ou indiretas.

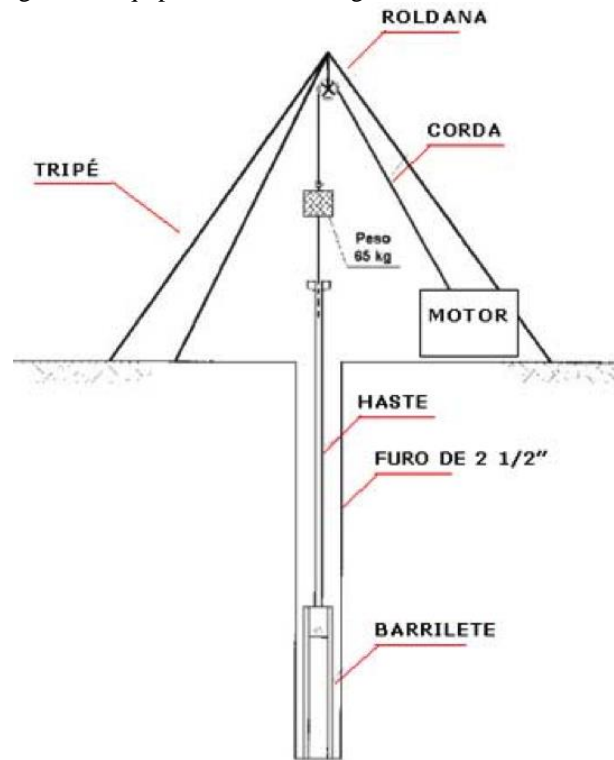
Dentre vários métodos de sondagens destaca-se, principalmente no Brasil, o Standard Penetration Test, ou simplesmente SPT como é conhecido. A grande opção pelo seu uso se dá por se tratar de uma ferramenta para investigação do solo considerada de baixo custo quando comparado a outros sistemas presentes no mercado. Oscilando entre 0,2 e 0,5% do custo total de uma obra, segundo SCHINAID (2000), é capaz de fornecer informações importantes resumidas em uma estratigrafia das camadas de um solo, bem como uma estimativa de suas propriedades geomecânicas.

2.1.1 Sondagem SPT

Também chamada de “Simples reconhecimento”, ou ainda, de “Sondagem SPT”, tem como seu nome de origem “Standard Penetration Test”, que traduzido do inglês significa “Teste de Penetração Padrão”. Muito usado para o reconhecimento do subsolo, fornece subsídios importantes e indispensáveis para a escolha do tipo de fundações a se empregar no tipo de solo estudado.

Para execução deste tipo de sondagem, utiliza-se de um equipamento simples de perfuração composto basicamente por um tripé, um barrilete, um “martelo” metálico com massa padronizada de 65 kg, cabo de aço passante por uma roldana e preso à uma alavanca ou motor responsável pelo funcionamento do conjunto, conforme mostrado na figura 01.

Figura 1 - Equipamento de sondagem SPT



Fonte: Estemco Fundações e Sondagens (2017)

2.1.1.1 Locação das sondagens

Para o levantamento adequado das condições do solo estudado, deve-se cumprir um número mínimo de furos determinado em função da área do terreno. Conforme recomendações da ABNT NBR 8036/1983, os pontos de sondagem locados em planta, bem como seu número, possuem ligação direta com as características especiais, tipo da estrutura e situação geotécnica do subsolo. Ainda, a quantidade de ensaios a serem realizados deve ser suficiente para produzir um quadro que mostrará a variação provável das camadas do maciço estudado.

Em qualquer circunstância, conforme a ABNT NBR 8036/1983, devem-se realizar, no mínimo, duas sondagens para edifícios com área de projeção de até 200,00m² e três para edifícios com área de projeção entre 200,00m² e 400,00m². De forma resumida, podem-se considerar os seguintes valores, conforme a tabela 01, com o número de sondagens recomendado pela ABNT NBR 8036/1983:

Tabela 1 - Número de sondagens por área construída

<i>Área construída</i>	<i>Número de sondagens</i>
------------------------	----------------------------

De 200m ² até 1200m ²	1 sondagem para cada 200m ²
De 1200m ² até 2400m ²	1 sondagem para cada 400m ² que exceder a 1200m ²
Acima de 2400m ²	Será fixada a critério, dependendo do plano de construção

Fonte: NBR 8036/83

2.1.1.2 Método de execução

O início da execução da sondagem se dá com o posicionamento do tripé e montagem do equipamento. O amostrador (barrilete), constituído por um tubo de 0,45m oco, tem sua parte superior unida a uma haste. Este é posicionado no ponto inicial da perfuração (a zero metro) e deve penetrar 0,45m divididos em trechos de 0,15m. O martelo, com massa igual a 65 Kgf, é içado e solto em queda livre de uma altura de 0,75m acima da haste, a fim de atingi-la e causar a penetração. Atingindo-se os 0,15m, penetrados, anota-se a quantidade de golpes deferidos. A figura 02 mostra o processo de execução de um ensaio SPT:

Figura 2 - Execução de ensaio SPT



Fonte: TEC GEO Sondagens e Fundações (2017)

Com os dados colhidos durante a realização do ensaio de SPT, é possível gerar-se um relatório que descreva as características do subsolo analisado em função de sua profundidade, composição, posição do nível de água (quando encontrado) e resistência do solo a cada metro perfurado, através do número de golpes (N_{SPT}) deferidos.

A tabela 02 classifica segundo a ABNT NBR 6484/2001, os solos quanto à sua consistência e compactidade:

Tabela 2 - Compactidade e consistência segundo a resistência à penetração

<i>Solo</i>	<i>Número de golpes</i>	<i>Designação</i>
Compacidade de areias	≤ 4	Fofa (o)
areias e siltes arenosos	5 a 8	Pouco compactada (o)
	9 a 18	Mediamente compactada (o)
	19 a 40	Compactada (o)
	> 40	Muito compactada (o)
Consistência de argilas E siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura

Fonte: NBR 6484/2001

2.2 Fundações

Sendo o elemento estrutural responsável pela transferência de cargas que ocorre entre a superestrutura e o solo, a fundação se mostra de extrema importância para a vida útil da edificação. Por isso deve ser minuciosamente estudada e investigada a melhor forma de sua execução sejam estas fundações diretas ou indiretas.

São diversos os sistemas construtivos estabelecidos para a execução de fundações, que podem ser subdivididas em dois tipos principais: fundações diretas (superficiais) e indiretas (profundas). A escolha do melhor sistema levar-se-á em conta a tipologia do local, características geotécnicas e cargas a serem dissipadas, dentre outros.

Conforme orienta Alonso (2011), a fundação, assim como qualquer outro elemento estrutural, sob ações de cargas em serviço deve assegurar as exigências mínimas de segurança, durabilidade e funcionalidade. Assim, conforme proposto por Velloso e Lopes (1998, p. 213), deve-se considerar os seguintes fatores para o desenvolvimento de um projeto de fundações:

- a) Topografia da Área:

- Levantamento topográfico planialtimétrico;
 - Dados sobre taludes e encostas no terreno;
 - Dados sobre erosões.
- b) Dados Geológicos-Geotécnicos:
- Investigação do subsolo;
 - Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área etc.).
- c) Dados da Estrutura a Construir:
- Tipo e uso que terá a nova obra;
 - Sistema estrutural;
 - Cargas (ações nas fundações).
- d) Dados sobre Construções Vizinhas:
- Tipo de estrutura e fundações;
 - Número de pavimentos, carga média por pavimento;
 - Desempenho das fundações;
 - Existência de subsolo;
 - Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

2.2.1 Projeto de fundações: requisitos básicos

Alonso (2011) diz que a fundação, assim como todo elemento estrutural, deve ser projetada e executada sob o efeito das cargas em serviço, de modo que se garantam as três seguintes condições:

- a) Segurança: para que não ocorra ruptura, a fundação deve ser dimensionada sob os coeficientes de segurança propostos pelas normas técnicas, assegurando a resistência dos elementos estruturais que a compõem e a do solo que lhe dá sustentação;(ALONSO, 2011)
- b) Funcionalidade: a fundação deve ser dotada de deslocamentos admissíveis para o tipo e finalidade da estrutura. Exemplo disso são os recalques (deslocamentos verticais descendentes) que devem ser estimados e evitados aqueles que podem gerar a ruptura da construção ou desconforto aos usuários;(ALONSO, 2011)

- c) Durabilidade: há de se assegurar que a fundação tenha uma vida útil no mínimo igual à da estrutura. (ALONSO, 2011)

2.3 Tipos de fundações

2.3.1 Fundações diretas ou superficiais

Também conhecidas como fundações rasas, estas se apoiam no solo há uma profundidade de pequena dimensão, distribuindo suas cargas. Segundo a ABNT NBR 6122/2010, as cargas são transferidas ao solo através de tensões distribuídas sob sua base. Ainda, conforme a ABNT NBR 6122/2010, a profundidade do elemento estrutural implantado no terreno deve ser inferior a duas vezes o tamanho da menor dimensão da fundação.

Por serem de fácil execução e não necessitarem de equipamentos sofisticados, as fundações diretas se mostram de grande viabilidade econômica. Conforme a ABNT NBR 6122 (2010, p. 02), são citados abaixo exemplos de fundações diretas:

- Bloco: elemento de concreto que recebe as tensões de tração sem a utilização de armadura;
- Sapata: elemento de concreto armado, onde as armaduras resistem aos esforços de tração. Possui espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal;
- Viga baldrame: é o elemento que recebe os pilares alinhados;
- Radier: elemento que recebem todos os pilares da obra.
- Sapata associada (ou radier parcial): comum a vários pilares, cujos centros, em planta, não estejam situados em um mesmo alinhamento;
- Sapata corrida: sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente.

A figura 03 ilustra um modelo de sapata com base em planta retangular:

Figura 3 - Fundação rasa em sapata



Fonte: Revista Techne (2016)

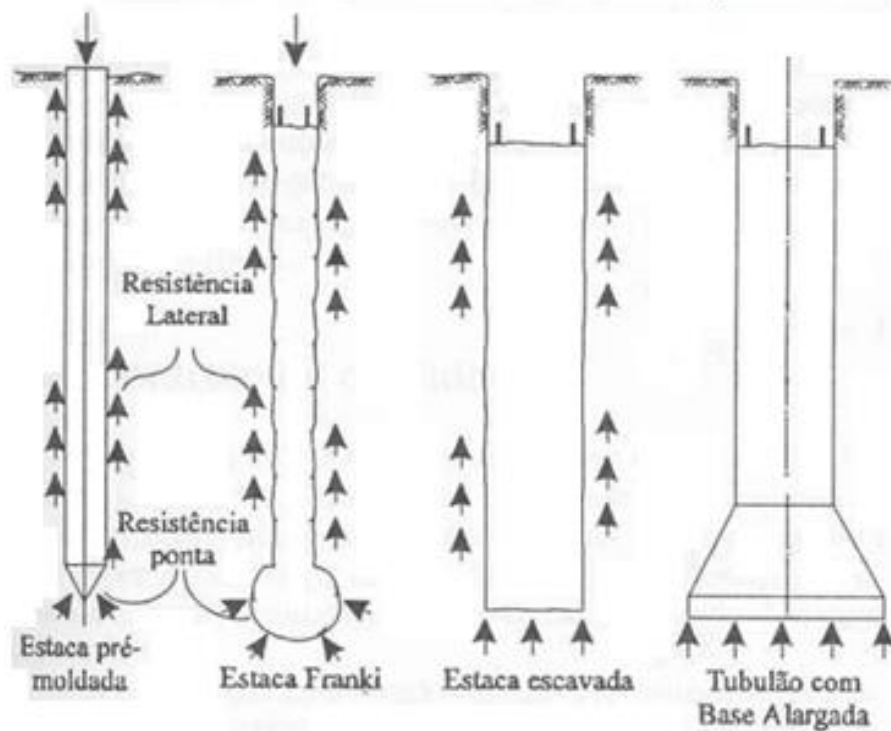
2.3.2 Fundações indiretas ou profundas

São consideradas fundações indiretas ou profundas aquelas com apoio superior a três metros de profundidade. Segundo Oliveira e Brito (2000), a estrutura é assente a uma cota de solo superior ao dobro de sua menor dimensão em planta.

A forma de transmissão de carga ao solo também se difere das fundações diretas. Nelas, de acordo com a ABNT NBR 6122/2010, as cargas são transferidas ao solo por sua base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou pela combinação entre estas duas.

Há diversos tipos de fundações profundas, sendo as de maior destaque, estaca pré-moldada, estaca tipo Franki, estaca escavada e tubulão, conforme apresentado na figura 04:

Figura 4 - Fundações profundas



Fonte: (OLIVEIRA& BRITO, 2000, p. 383)

2.4 Estacas

Conforme define a ABNT NBR 6122/2010, estaca é um elemento de fundação profunda com execução realizada através de equipamentos ou ferramentas específicas, não necessitando da descida de operários para sua execução. São subdivididas em duas categorias principais: estacas cravadas e estacas escavadas.

As estacas cravadas são conhecidas também como estacas de deslocamento e são introduzidas no solo sem a necessidade de remoção de materiais. Segundo Décourt; Albiero; Cintra (1998), no Brasil destaca-se o uso da estaca pré-moldada em concreto armado para este tipo de aplicação, podendo ser utilizadas também, estaca em perfil metálico ou em madeira.

Já as estacas escavadas necessitam da remoção de material durante seu processo de execução. Dão-se através de perfurações realizadas em campo dentro das quais se utiliza, ocasionalmente, revestimento ou fluido estabilizante e tem seus elementos moldados in loco. Destacam-se nesta categoria as estacas do tipo Franki, estaca raiz, estaca Strauss e hélice contínua.

2.4.1 Estacas cravadas pré-moldadas em concreto armado

Este modelo de estaca pode ser produzida tanto em concreto armado quanto em concreto protendido. São concretadas por meio de formas verticais, horizontais ou pela utilização de um processo de centrifugação utilizado para os modelos de seções vazadas. Segundo Yazigi (2009), a utilização de armadura e cura altamente monitoradas tem o propósito de produzir a resistência compatível com as solicitações advindas do manuseio, transporte, cravação e utilização.

Yazigi (2009) recomenda que a condição de simetria da seção transversal de uma estaca pré-moldada seja radial, podendo esta assumir seção quadrada, octogonal e circular. Já com relação ao sistema de cravação, este pode ser realizado conforme os três métodos apresentados:

- Percussão: método de cravação onde se utiliza de um martelo em queda livre que golpeia a parte superior da estaca para seu deslocamento. Este deve estar em conformidade com a ABNT NBR 6122/2010;
- Prensagem: método de cravação onde se utiliza de um macaco hidráulico que reage contra a estrutura, causando seu deslocamento. Comumente empregado em locais com restrição a barulho ou vibração.
- Vibração: método de cravação onde se utiliza de martelo provido de garras. Estas são fixadas à estaca e produzem uma vibração de alta frequência devido a uma rotação em alta velocidade que é submetida. Pode transmitir vibração a edificações vizinhas, afetando-as estruturalmente.

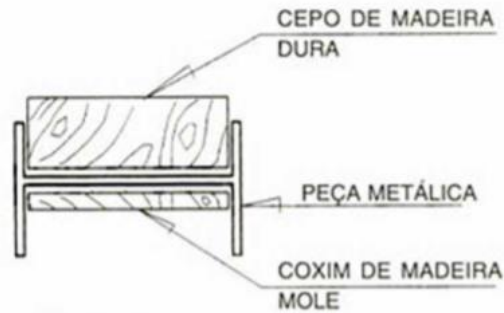
2.4.1.1 Cravação por percussão

Sendo o mais comum entre os processos utilizados para estacas pré-moldadas, a cravação por percussão consiste na aplicação de golpes de martelo ou pilão sobre a cabeça da estaca. Este martelo ou pilão é içado utilizando-se de força motriz e solto em queda livre, provocando um impacto suficiente para introdução da estaca no solo.

Para que não ocorram lesões ou deformações na parte da estaca onde são deferidos os golpes, utiliza-se de um capacete receptor de golpes. Este, segundo Alonso (1998), é provido de “cepo” e “coxim” com a finalidade de amortecer os golpes e uniformizar as tensões

transferidas à estaca pelo martelo. A figura 05 demonstra as peças de composição de um capacete utilizado sobre a estaca pré-moldada.

Figura 5 – Capacete



Fonte: (ALONSO, 1998, p. 391)

2.4.1.2 Equipamentos para cravação por percussão

Além do capacete (composto por peça metálica, cepo e coxim) o conjunto de equipamentos necessários para cravação da estaca por percussão conta ainda com bate-estaca hidráulico ou de queda livre. Este é formado por rolo metálico ou esteira, torre e martelo hidráulico ou de queda livre, conforme mostrado na figura 06.

Figura 6 - Bate-estacas hidráulico



Fonte: Sofet Engenharia (2017)

Conforme a ABNT NBR 6122/2010, são impostas as seguintes condições para o procedimento de cravação de estacas utilizando-se de martelo de queda livre:

- Peso do martelo não inferior a 20KN;
- Peso do martelo no mínimo igual a 75% do peso total da estaca;
- Peso do martelo não inferior a 40KN para estacas com carga de trabalho de 0,7MN a 1,3MN;
- Para estaca cuja carga de trabalho for superior a 1,3MN o sistema de cravação deve ser analisado
- No uso de martelos automáticos ou vibratórios, devem ser seguidas as recomendações dos fabricantes.

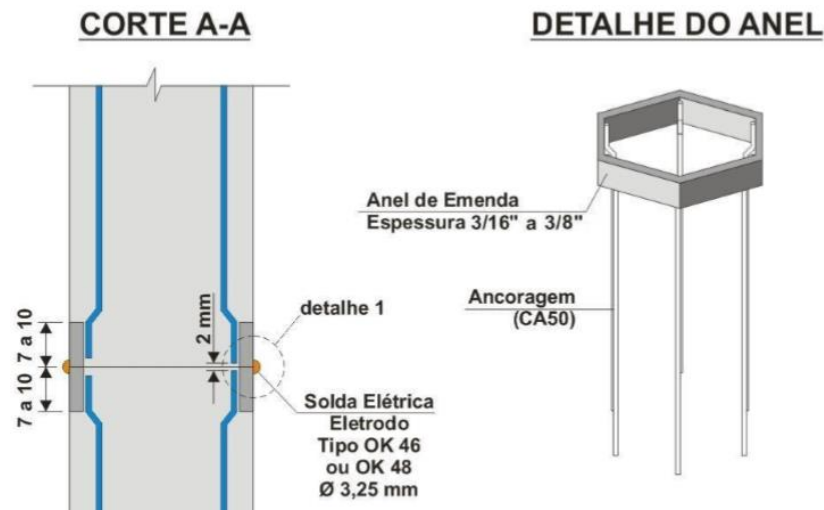
2.4.1.3 Junção de estacas pré-moldadas

As estacas pré-moldadas em concreto armado, como os demais modelos de estacas cravadas, têm seu comprimento limitado a 12,00m visando maior facilidade de manuseio e transporte. Por isso, em casos onde a solicitação de projeto ultrapassa este limite de comprimento, há a necessidade de emendar duas ou mais estacas. Estas junções podem ser realizadas com a utilização de anéis soldados, ou outros dispositivos, desde que se garanta a axialidade dos elementos emendados. Ainda, conforme a ABNT NBR 6122/2010, estes dispositivos de emenda devem permitir a transferência dos esforços de compressão, tração e flexão, mesmo durante a cravação do elemento.

Alonso (1998) alerta sobre o uso de anéis ou luvas de encaixe. Estas devem ser utilizadas apenas em situações onde haja inexistência de esforços de tração, seja no momento de cravação, seja no momento de utilização. Portanto, em decorrência de problemas gerados nas junções durante a cravação da estaca em determinados tipos de solo, recomenda-se a utilização de emendas do tipo soldável.

A figura 07 ilustra detalhes de junções realizadas utilizando-se anéis soldáveis:

Figura 7 - Junções por anéis soldáveis



Fonte: SOTEF Engenharia (2017)

2.4.1.4 Preparação da cabeça das estacas

Após a cravação da estaca pré-moldada em concreto armado no local determinado, faz-se necessário o arrasamento da mesma. Este processo consiste na demolição do topo ou cabeça da estaca a fim de regularizá-lo e alcançar o nível ideal de projeto chamado de Cota de Arrasamento. Tal procedimento deve ser realizado de maneira cuidadosa, resultando em uma superfície plana, perpendicular ao eixo da estaca e sem danos.

Conforme regido pela ABNT NBR 6122/2010, são utilizados ponteiros (para seções transversais com área inferior a 380cm²) ou martelotes (para seções transversais com área entre 380cm² e 900cm², ou superiores) para demolição e alcance da cota de arrasamento. Durante o processo de demolição, deve-se trabalhar com o equipamento levemente inclinado para cima em relação ao eixo horizontal.

2.4.1.5 Vantagens de utilização

Conforme descrito por Costa (1956) as estacas pré-moldadas em concreto armado possuem as seguintes vantagens:

- Vida útil prolongada, mesmo quando submetidas a intempéries;
- Fabricação em diversas formas e dimensões;

- Concreto com qualidade uniforme;
- Capacidade das armaduras a resistirem a esforços de flexão.

2.4.1.6 Desvantagens de utilização

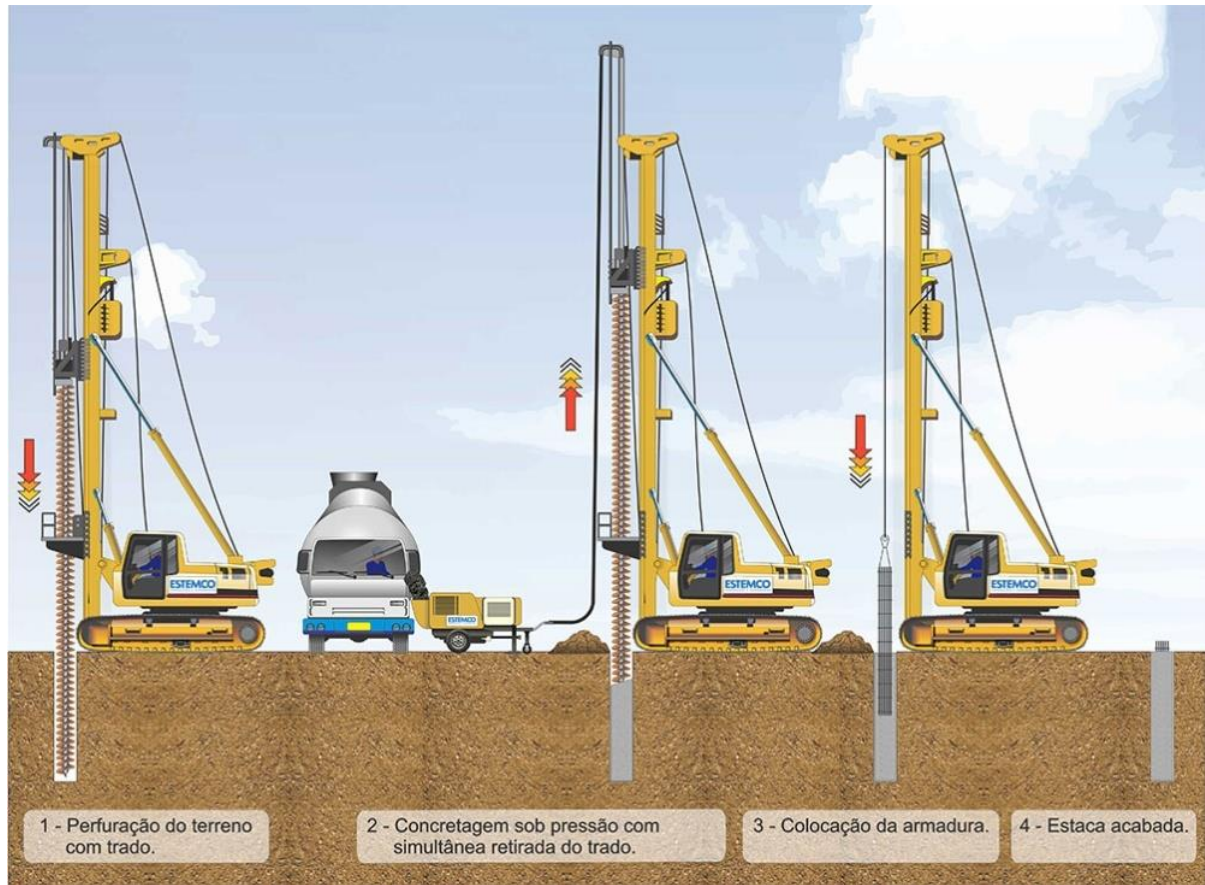
Com relação às desvantagens das estacas pré-moldadas em concreto armado, Costa (1956) lista como principais:

- Necessidade de cuidado extra em caso de transporte da estaca;
- Ruídos e vibrações em excessos.

2.4.2 Estaca tipo hélice contínua

Sendo uma estaca de concreto moldada *in-loco*, a estaca tipo hélice contínua tem sua perfuração através da introdução de um trado helicoidal no terreno, com tubo central vazado, até se atingir a profundidade estipulada em projeto. Finalizada a perfuração, é lançado o concreto simultaneamente à retirada do trado, através do tubo vazado e introduzida a armadura de aço. A figura 08 mostra as fases de execução de uma estaca do tipo hélice contínua:

Figura 8 - Fases de execução da estaca hélice contínua



Fonte: ESTEMCO Fundações e Sondagens (2017)

A execução deste tipo de estaca se mostra com grande agilidade devido ao seu processo monitorado eletronicamente e de grande eficiência, visto ser ausente de vibrações que interfiram no local ou arredor, sendo assim, ideais para áreas urbanas. Seu processo exige um número reduzido de pessoas envolvidas e sua profundidade pode alcançar os 30,00m.

2.4.2.1 Equipamentos para execução

A perfuratriz utilizada para execução da estaca do tipo hélice contínua é composta por uma torre metálica de altura apropriada à profundidade da estaca que será executada, contendo duas guias em suas extremidades (podendo ser a guia da extremidade inferior substituída pelo limpador de trado), mesa rotativa e guincho. A mesa rotativa é acionada, conforme a ABNT NBR 6122/2010, de forma hidráulica, sob o torque apropriado ao diâmetro da estaca e resistência do solo a ser escavado, minimizando, assim, desconfinamento de solo durante a perfuração.

As características de trabalho do guincho, bem como da mesa rotativa, podem ser observadas na tabela 03 a seguir:

Tabela 3 - Características mínimas da mesa rotativa e do guincho

Torque kNm	Arranque kN	Dimensões das estacas cm
< 80	400	Ø até 50 cm com comprimento até 17,0 m
80 a 150	400	Ø até 80 cm com comprimento até 27,0 m
≥ 160	700	Ø até 120 cm com comprimento até 30,0 m

Fonte: Associação brasileira de normas técnicas - NBR 6122/2010

2.4.2.2 Perfuração

A perfuração consiste em introduzir a haste de perfuração com a hélice no terreno através de movimento rotacionado e obedecendo a um torque apropriado para vencer as camadas de solo. A haste tubular por onde será lançado o concreto no final da execução é provida, em sua face inferior, de uma tampa metálica provisória com a finalidade de impedir o entupimento da mesma durante o processo de introdução do trado.

O avanço do trado é sempre inferior a um passo por giro, mantendo a relação entre avanço e rotação decrescente com o aumento das características mecânicas do solo. Essa metodologia permite a execução deste tipo de estaca em terrenos coesivos e arenosos, na presença ou não de lençol freático e em camadas de solos com índice de SPT superiores a 50 golpes, de acordo com o equipamento a ser utilizado.

2.4.2.3 Concretagem

A concretagem se inicia assim que se alcança a profundidade estipulada em projeto. Antes, porém, deve-se proceder à limpeza da rede. O concreto é bombeado pelo interior da haste tubular e o trado é retirado, sem movimento de rotação, mantendo-se o concreto injetado sob pressão positiva da ordem de 0,5 a 1,0 kgf/cm².

A velocidade de retirada do trado é controlada de forma a se evitar um superconsumo de concreto. Conforme Antunes e Tarozzo (1998), se negligenciada a

velocidade, podem ser formados vazios entre a retirada da hélice e o seu preenchimento de concreto, assim ocasionando possíveis estrangulamentos ou seccionamentos do fuste da estaca.

É importante, também, que durante a retirada do trado se proceda à devida remoção do solo contida na hélice. Para tal, utiliza-se um limpador de acionamento hidráulico acoplado à haste, ou simplesmente de força manual. O solo extraído deve ser removido do local utilizando-se de pá carregadeira.

A ABNT NBR 6122/2010 regulamenta alguns requisitos básicos para o concreto utilizado em estacas do tipo hélice contínua, sendo estes:

- Consumo de cimento não inferior a 400 kg/m³;
- Abatimento ou slump test igual a 22 ± 3 cm;
- Fator água/cimento $\leq 0,6$;
- Agredado: areia e pedrisco;
- Porcentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$;
- Traço tipo bombeado;
- $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias.

2.4.2.4 Introdução de armadura

Nesse método de execução de estacas, a colocação da armadura se dá após o término da concretagem do fuste da estaca. A armadura, em forma de gaiola, é dotada de barras grossas e espira helicoidal devidamente amarrada e/ou soldada às barras longitudinais.

A armadura é introduzida na estaca por gravidade, sendo empurrada pelos operários, com auxílio de um pilão de carga pequena ou ainda com o auxílio de um vibrador. Deve-se permanecer no eixo do fuste e ter seu recobrimento mínimo garantido com a utilização de espaçadores do tipo pastilha ou rolete.

Geralmente as estacas submetidas apenas a esforço de compressão utilizam armaduras apenas no seu topo, com comprimento variando de 4,00m à 6,00m. Já para estacas submetidas à ação de momentos fletores ou esforços horizontais em seu topo, o comprimento da armadura abrange todo o trecho do fuste onde atua o diagrama de momento.

2.4.2.5 Vantagens de utilização

Antunes e Tarozzo (1998) indicam as principais vantagens da utilização de estacas tipo hélice contínua como sendo:

- Ausência de vibrações;
- Elevada produtividade;
- Execução monitorada;
- Ausência de ruídos;
- Não causam danos as construções vizinhas;
- Concreto injetado sobre pressão.

2.4.2.6 Desvantagens de utilização

Como desvantagens da estaca tipo hélice contínua Antunes e Tarozzo (1998) listam:

- Dificuldades nas instalações das armaduras mais profundas;
- Ocorre o alargamento ou estreitamento do fuste em solos fracos;
- Dependência de fornecimento do concreto da concreteira;
- Limitação nos comprimentos das estacas e da armação.

Tido como uma das principais desvantagens ligadas à utilização da estaca tipo hélice contínua, o elevado custo de sua execução vem, gradativamente, diminuindo, tornando-a cada vez mais popular e presente nos projetos de fundação.

2.5 Materiais

2.5.1 Concreto

O concreto nada mais é do que um material composto por água, cimento e agregados. Associando-se estes elementos entre si, tem-se como resultado a pasta (cimento + água), a argamassa (pasta + agregado miúdo) e o concreto (argamassa + agregado graúdo). O

principal objetivo do agregado graúdo na composição do concreto é reduzir a quantidade de cimento a ser utilizada e, conseqüentemente, a redução de custo sem que haja prejuízos à qualidade do mesmo, visto que o cimento é um material caro.

Pode-se, ainda, adicionar produtos químicos à mistura do concreto visando melhorar algumas de suas propriedades, como tempo de cura. Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a principal característica do concreto é a resistência a compressão, mas este não é recomendado como um elemento resistente para fins estruturais devido a sua baixa resistência à tração.

2.5.2 Aço

O aço constitui-se de uma liga de ferro e carbono. Para sua utilização em armaduras na construção civil, o teor de carbono desta liga deve variar entre 0,08% e 0,50%, sendo os aços CA-25 e CA-50 laminados a quente e o aço CA-60 laminado a frio.

Dentre suas particularidades mecânicas mais importantes, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) destacam a resistência característica de escoamento, o limite de resistência e o alongamento da ruptura. Assim, se mostra um elemento resistente a esforços de tração.

2.5.3 Concreto armado

O concreto armado é o elemento formado pela combinação de concreto mais aço. A armadura passiva de aço, devidamente posicionada na peça de concreto, constitui um material estrutural capaz de resistir tanto a esforços solicitantes de tração quanto a esforços solicitantes de compressão.

Conforme destacado por Carvalho e Figueiredo Filho (2014), esta característica de resistência se dá devido às propriedades mecânicas dos materiais envolvidos nesta combinação, que tem o concreto como o principal resistente à compressão e o aço como o principal resistente à tração.

2.5.4 Forma

As formas são elementos estruturais com função de dar formato fixo ao concreto fresco durante sua solidificação, até que este alcance uma resistência suficiente para resistir aos esforços a que será submetido e obtenha a textura esperada (ASSAHI, 2013). Podem ser de madeira, chapas metálicas ou mistas.

2.6 Dimensionamento de fundações – métodos de cálculos

2.6.1 Capacidade de carga

A capacidade de carga contra a ruptura de um elemento de fundação é definida por Alonso (1991) como sendo a carga que, aplicada ao próprio elemento, leva-o ao colapso ou causa o escoamento do solo que o serve de suporte. A capacidade de carga é o menor valor entre os seguintes:

a) A resistência do material ou dos materiais componentes da estaca, também conhecida carga estrutural admissível, que é obtida de maneira análoga a de um pilar. Como geralmente as estacas se encontram enterradas, não há necessidade da verificação a flambagem e os critérios de análise ficam estabelecidos nas normas correspondentes ao tipo de material componente da estaca.

b) O segundo fator é referente à resistência do solo que dá suporte ao elemento de fundação. A resistência ao cisalhamento do solo, por sua vez, depende de parâmetros com tipo de solo, granulometria, atrito mineral-mineral, da coesão, do entrosamento entre as partículas. Um estudo detalhado sobre a resistência ao cisalhamento pode ser encontrado em Pinto (1979).

Cintra e Aoki (2010) admitem como capacidade de carga o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema solo-estaca pode oferecer ou o valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos. Por meio de incrementos sucessivos de cargas de compressão na estaca é possível explicar esse conceito físico, mobilizando-se o máximo atrito lateral até a máxima resistência de ponta, situação esta

em que a estaca estaria na iminência de se deslocar para baixo. Este modo de ruptura é denominado ruptura nítida.

A ruptura nítida se dá sem a quebra ou fissuração da fundação. Trata-se apenas da ocorrência de recalque incessante da estaca, podendo este ser interrompido apenas com a redução da carga aplicada. Por outro lado, podem ocorrer casos em que a capacidade de carga seja superior à resistência à compressão da estaca, devendo a resistência da mesma prevalecer como valor limite.

2.6.2 Métodos semi-empíricos

O cálculo da capacidade de carga de estacas nos permite o uso de fórmulas teóricas. Porém, diversos autores sugerem métodos baseados em correlações empíricas com resultados de *in situ* ajustados com provas de carga, pois acreditam que as fórmulas teóricas não geram resultados confiáveis. Assim serão utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), de Décourt-Quaresma (1978) e de Teixeira (1996) para se determinar a carga admissível ou capacidade de carga de estacas.

2.6.2.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

Este método foi originado da correlação entre resultados de prova de carga em estacas no solo brasileiro de acordo com o ensaio de penetração estático (CPT) e dinâmico (SPT).

Para se aplicar a metodologia de avaliar a capacidade de carga de estacas nos ensaios de penetração SPT, deve-se utilizar o coeficiente K.

A equação geral da capacidade de carga expressa como:

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

Onde:

R = Capacidade de carga da estaca;

R_L = Parcela de carga resistida por atrito lateral ao longo do fuste da estaca;

R_p = Parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca.

A partir desta equação geral tem-se, para a resistência lateral (R_L) e de ponta (R_p), as respectivas expressões:

a) Expressão para resistência lateral (R_L)

$$R_L = U \Sigma (r_L \Delta_L) \quad (2)$$

Onde:

U = Perímetro da seção transversal da estaca;

r_L = Incógnita geotécnica que define a tensão de atrito lateral desenvolvida ao longo do fuste da estaca;

Δ_L = Espessura da camada do fuste em análise.

b) Expressão para resistência de ponta (R_p)

$$R_p = r_p A_p \quad (3)$$

Onde:

R_p = Resistência de ponta;

r_p = Incógnita geotécnica que define a tensão desenvolvida na ponta da estaca;

A_p = Área da ponta da estaca;

Somando-se as equações 2 e 3 tem-se a expressão para a capacidade de Carga (R):

$$R = U \Sigma (R_L \Delta_L) + r_p A_p \quad (4)$$

em que r_L e r_P são incógnitas geotécnicas.

Aoki-Velloso (1975) correlacionam essas incógnitas com ensaios de penetração estática *CPT*, por meios de valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s), resultando nas seguintes equações:

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (5)$$

Onde:

q_c = Resistência de ponta do cone

F_1 = Coeficientes de correção das resistências de ponta (cujos valores estão representados na tabela 05)

e

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (6)$$

Onde:

f_s = Atrito lateral unitário na luva

F_2 = Coeficientes de correção das resistências lateral, conforme a tabela 04

Os coeficientes F_1 e F_2 são concedidos devido à diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone *CPT* (modelo) e a influência de cada tipo de estaca. Uma vez que método mais utilizado no Brasil é o *SPT* em detrimento do *CPT*, o valor da resistência (q_c) pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT})

$$q_c = KN_{SPT} \quad (7)$$

Onde:

K = Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} , variando de acordo com o tipo de solo (tabela 05);

N_{SPT} = Índice de resistência a penetração obtido nos ensaios de *SPT*

Com essa substituição possibilita a modificação do atrito lateral em função do N_{SPT} com a utilização do atrito (α):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (8)$$

Onde:

α = Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT, conforme o tabela 07.

logo:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha k N_{spt} \quad (9)$$

sendo que α é função do tipo do solo.

Reescrevendo as equações precedentes para r_p e r_L :

$$r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad (10)$$

Onde:

N_p = Índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca obtido pela sondagem mais próxima;

e

$$r_L = \frac{\alpha KN_L}{F_2} \quad (11)$$

Onde:

N_L = Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δ_L , obtido pela sondagem mais próxima.

Para um determinado elemento isolado de fundação, pode-se, portanto, determinar a sua capacidade de carga (R) pela seguinte fórmula semi empírica:

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L) \quad (12)$$

Os valores de α e K representados na tabela 05 foram estabelecidos por Aoki e Velloso, baseando-se em suas experiências e em valores literários. Quanto à determinação dos fatores de correção F_1 e F_2 exibidos na tabela 04, os autores lançaram mão 63 provas de cargas realizadas em vários estados do Brasil.

Tabela 4 - Valores dos coeficientes F_1 e F_2

<i>Tipo de estaca</i>	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-modada	1,75	3,50

Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010, p. 26)

Tabela 5 - Valores dos Coeficientes α e K

Valores dos Coeficientes α e K	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
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
Siltearenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silteargiloarenoso	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: (CINTRA & AOKI, 2010, p. 25)

2.6.2.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)

Este método de cálculo de capacidade de carga, desenvolvido por Décourt e Quaresma (1978), leva em conta os valores N do ensaio de SPT. Sua aplicação foi inicialmente restrita às estacas de deslocamento e posteriormente estendidas às outras variedades de estacas.

Alcança-se a projeção da tensão de atrito lateral (r_p) para uma determinada estaca utilizando-se do valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do seu fuste (N_L). O valor limite de N_L foi estendido pelo autor de 15 para 50, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita. Já para estacas Strauss e tubulões a céu aberto, manteve-se o limite de $N_L \leq 15$.

O cálculo da resistência de atrito lateral é determinado, portanto, através da seguinte expressão:

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (13)$$

Quanto a estimativa de capacidade de carga junto à ponta da estaca (r_p), Decourt e Quaresma desenvolveram a seguinte equação:

$$r_p = C N_p \quad (14)$$

em que:

N_p = Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, resultante dos valores encontrados ao nível da ponta, o imediatamente superior e o imediatamente inferior;

C = coeficiente característico do solo obtido através da tabela 06, esta última obtida por meio de 41 provas de cargas realizadas em estacas pré-moldadas de concreto.

Decourt (1996) incorpora fatores α (Tabela 07) e β (Tabela 08) respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral em função dos tipos de estaca e solo, alcançando para a capacidade de carga o seguinte resultado:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad (15)$$

Tabela 6 - Coeficiente característico do solo C

<i>Tipo de solo</i>	<i>C (kPa)</i>
Argila	120
Silte	
Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010, p. 27)

Tabela 7 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

<i>Tipo de solo</i>	<i>Escavada em geral</i>	<i>Escavada (bentonita)</i>	<i>Hélice contínua</i>	<i>Raiz</i>	<i>Injetada sob altas pressões</i>	<i>Estacas pré-moldadas</i>
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0	1,0

Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010, p. 28)

Tabela 8 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

<i>Tipo de solo</i>	<i>Escavada em geral</i>	<i>Escavada (bentonita)</i>	<i>Hélice contínua</i>	<i>Raiz</i>	<i>Injetada sob altas pressões</i>	<i>Estacas pré-moldadas</i>
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0	1,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0	1,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0	1,0

Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010, p. 28)

2.6.2.3 Método de Teixeira (1996)

Este método de cálculo de capacidade de carga, desenvolvido por Teixeira em 1996, determina a capacidade de carga de estacas baseando-se na utilização prática e contínua de diversos outros métodos. Teixeira (1996) propõe duas expressões de cálculo para estimativa da capacidade de carga das estacas, com base nos índices de resistência a penetração (N) do ensaio SPT realizado nas sondagens a penetração. São elas:

$$q_p = \alpha \times \overline{N_p} \quad (16)$$

$$q_L = \beta \times \overline{N_L} \quad (17)$$

onde:

N_p = Valor médio do índice de resistência a penetração (N) medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo;

N_L = Valor médio do índice de resistência a penetração (N) medidos no ensaio SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca.

Os fatores α e β propostos pelo autor são apresentados nas tabelas 9 e 10 a seguir, respectivamente:

Tabela 9 - Valores do fator α (KPa) em função do tipo de estaca e do tipo de solo

<i>Tipo de solo</i> ($4 < N < 40$)	<i>Pré-moldadas de</i> <i>concreto e metálicas</i>	<i>Tipo</i> <i>Franki</i>	<i>Escavadas a</i> <i>Céu aberto</i>	<i>Estaca</i> <i>Raiz</i>
Areia com pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia Argilosa	300	240	200	190
Silte Arenoso	260	210	160	160
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Argila Siltosa	110	100	100	100

Fonte: (TEIXEIRA, 1996)

Tabela 10 - Valores do fator β (KPa) em função do tipo de estaca

<i>Tipo de Estaca</i>	<i>β (kPa)</i>
Pré-moldadas e metálicas	4
Tipo Franki	5
Escavadas a céu aberto	4
Estaca Raiz	6

Fonte: (TEIXEIRA, 1996)

De acordo com o método, a capacidade de carga à compressão de uma estaca é dada pela expressão:

$$Q_u = \alpha \times \overline{N_p} \times A_p + \beta \times \overline{N_L} \times A_L \quad (18)$$

Para a estimativa da carga admissível a compressão (Q_a), Teixeira (1996) propõe a utilização de um coeficiente de segurança global em relação à ruptura do sistema estaca/solo igual a dois (2), com exceção das estacas escavadas a céu aberto. Para estas recomenda coeficientes de segurança parciais de quatro (4) para a parcela de ponta e um e meio (1,5) para a parcela de atrito lateral.

É salientado, ainda, que os valores das tabelas 9 e 10 não são aplicados a casos de estacas pré-moldadas cravadas em argilas moles sensíveis, onde N normalmente é inferior a três (3). Na maioria das vezes, as estacas cravadas não chegam a alcançar os sedimentos de areia compacta ou solos residuais subjacentes devido à grande espessura desses sedimentos, resultando assim em estacas que trabalham essencialmente por resistência de atrito lateral. Nessas condições, recomenda-se $q_L = 20$ KPa a 30KPa, para as argilas SFL (sedimentares fluvio lagunares e de baías) e 60KPa a 80 KPa para argilas AT (argilas transicionais).

2.6.3 Carga admissível

Devido ao comportamento heterogêneo do solo ao longo de seu comprimento e profundidade, um conjunto de estacas de mesmo tipo e mesma seção transversal pode apresentar diferentes resultados de capacidade de carga (R). Isso possibilita um tratamento matemático de R , introduzindo o valor de R_{med} , definido, conforme Cintra e Aoki (2010), como o valor médio de capacidade de carga, com 50% de ocorrência de valores menores.

O conceito de carga admissível (P_a) a partir da redução de R_{med} por um fator de segurança (F_s), conforme demonstrado a seguir:

$$P_a = \frac{R_{med}}{F_s} \quad (19)$$

A ABNT NBR 6122/2010 determina que F_s utilizado seja igual para o cálculo de cargas admissíveis de estacas cuja capacidade de carga foi determinada por métodos semi-empíricos. Diz a mesma norma, ainda, que para estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível seja suportada pela ponta da estaca, ou então, no mínimo 80% da resistência lateral.

Há diferentes formas de se determinar as cargas admissíveis, de maneira semelhante aos diversos métodos de dimensionamento de capacidade de carga, conforme vários autores

determinam. Aoki e Velloso (1975), por exemplo, utilizam o mesmo fator de segurança normatizado igual a dois:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad (20)$$

Já Décourt e Quaresma (1978) utilizam diferentes fatores de segurança para as parcelas de resistência de ponta e resistência lateral:

$$P_a = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (21)$$

2.6.4 Carga de catálogo

A carga de catálogo leva em conta a resistência estrutural da estaca, desconsiderando as características geotécnicas do solo que a envolve. Nesse caso, a carga admissível da estaca (P_e) resulta da multiplicação da tensão admissível do material da estaca analisada pela seção transversal de seu fuste.

Para fins de projeto, os fabricantes ou executores fornecem catálogos onde são encontradas as cargas admissíveis em função da seção transversal do fuste e do tipo de estaca. Conhecendo-se o valor da carga admissível da estaca, bem como o valor da carga admissível do solo, adota-se para o dimensionamento da fundação o menor entre os dois valores, garantindo-se assim segurança ao elemento menos resistente.

Dois exemplos de catálogo de estacas pré-moldadas de concreto são apresentados nas figuras 09 e 10 a seguir:

Figura 9 - Catálogo de estacas pré-moldadas

ESTACAS PADRÃO QUADRADAS PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	A_{conc} (cm ²)	A_{chela} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W_{min} (cm ³)	I_{min} (cm ⁴)	r_{min} (cm)	Compressão N_k (tf)	Tração T_k (tf)
17x17	289	289	68	71	819	6960	4,9	37	5,8
20x20	400	400	80	98	1333	13333	5,8	52	7,5
23x23	529	529	92	130	2028	23320	6,6	70	8,7
26x26	676	676	104	166	2929	38081	7,5	92	11,6
ESTACAS PADRÃO HEXAGONAIS PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	A_{conc} (cm ²)	A_{chela} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W_{min} (cm ³)	I_{min} (cm ⁴)	r_{min} (cm)	Compressão N_k (tf)	Tração T_k (tf)
20	260	260	60	64	541	5.413	4,6	35	4,8
25	406	406	75	99	1057	13215	5,7	55	6,6
30	585	585	90	145	1827	27403	6,8	82	8,7
35	796	796	105	198	2901	50768	8,0	112	13,0
ESTACAS PADRÃO HEXAGONAIS PROTENDIDAS (Vazadas)									
Estaca	A_{conc} (cm ²)	A_{chela} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W_{min} (cm ³)	I_{min} (cm ⁴)	r_{min} (cm)	Compressão N_k (tf)	Tração T_k (tf)
35 ₁₅	619	796	105	154	3185	48283	8,8	88	8,7
40 ₁₅	863	1040	120	215	4856	84123	9,9	125	13,0
45 ₂₀	1002	1316	135	250	6715	130875	11,4	145	13,0
50 ₂₅	1134	1625	150	282	8878	192271	13,0	165	17,5
60 ₃₀	1633	2340	180	400	15341	398692	15,6	245	26,1

Fonte: Catálogo SOTEF engenharia

Figura 10 - Catálogo de estacas pré-moldadas

ESTACAS PADRÃO CIRCULARES PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	Aconc (cm ²)	Acheia (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	Wmin (cm ²)	Imin (cm ²)	rmin (cm)	Compressão Nk (tf)	Tração Nk (tf)
HC230	415	415	72	102	1194	13736	5,8	55	7,5
HC260	531	531	82	130	1725	22431	6,5	72	7,5
ESTACAS PADRÃO QUADRADAS PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	Aconc (cm ²)	Acheia (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	Wmin (cm ²)	Imin (cm ²)	rmin (cm)	Compressão Nk (tf)	Tração Nk (tf)
17x17	289	289	68	71	819	6960	4,9	37	5,8
20x20	400	400	80	98	1333	13333	5,8	52	5,8
23x23	529	529	92	130	2028	23320	6,6	70	8,7
26x26	676	676	104	166	2929	38081	7,5	92	11,6
30x30	900	900	120	220	4500	67500	8,7	124	14,9
ESTACAS PADRÃO HEXAGONAIS PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	Aconc (cm ²)	Acheia (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	Wmin (cm ²)	Imin (cm ²)	rmin (cm)	Compressão Nk (tf)	Tração Nk (tf)
HC170	188	188	51	46	333	2825	3,9	24	4,8
HC210	287	287	63	70	627	6579	4,8	37	4,8
HC240	374	374	72	92	936	11224	5,5	50	7,5
HC280	510	510	84	125	1486	20794	6,4	70	7,5
HC330	708	708	99	174	2432	40121	7,5	98	11,2

Fonte: Catálogo Estacas HC

2.6.5 Quantidade de estacas por bloco

Para se calcular a quantidade de estacas necessárias em um bloco para que seja transmitida ao solo a carga estrutural recebida, deve-se proceder da seguinte maneira:

$$\geq \frac{P_{\text{pilar}}}{P_{\text{adm}}} \quad (22)$$

onde:

N_e = Número de estacas;

P_{pilar} = Carga do pilar;

P_{adm} = Carga admissível da estaca, isto é, o menor valor entre a carga admissível do solo e a carga admissível de catálogo da estaca.

2.6.6 Cargas atuantes nas estacas

Uma verificação importante a ser realizada na estaca é com relação à carga atuante (P_i) responsável pela flexão da mesma. Neste processo, os eixos x e y são os eixos principais de inércia e as estacas devem ser do mesmo tipo, verticais e de mesmo diâmetro e comprimento. A fórmula abaixo representa a carga atuante numa estaca genérica i , de coordenadas (x, y) :

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (23)$$

onde:

N = carga vertical resultante, na cota de arrasamento das estacas (incluindo o peso próprio do bloco);

n = número de estacas;

M_x e M_y = momentos na cota de arrasamento das estacas.

Os sinais a serem considerados na fórmula dependerão da posição da estaca (+ ou -).

A resolução do problema de estaqueamento sujeito a momentos se dá por tentativas, lançando-se um estaqueamento e calculando-se as cargas atuantes nas estacas. Este será aceito se a carga nas estacas forem menores ou iguais às cargas admissíveis de tração e de compressão.

2.7 Orçamento e composição de valores na construção civil

Orçamento, na construção civil, pode ser definido como a previsão de gastos gerados por uma obra. É realizado antes que os serviços sejam executados e estimam os custos de cada etapa, chegando-se à uma previsão de valor final para aquela obra.

O orçamento bem detalhado deve conter, segundo Tisaka (2011) todos os serviços que se pretende executar, compreendendo o levantamento dos quantitativos físicos do projeto e da composição dos custos unitários de cada serviço. A escolha do melhor tipo de orçamento

a se utilizar depende não somente do tipo de obra a ser executada, mas da finalidade de estimativa e disponibilidade de dados.

2.7.1 Custo direto unitário

De acordo com Tisaka (2008), o Custo Direto Unitário é o gasto com todos os elementos necessários para a construção da obra, como materiais, mão de obra e equipamentos a serem utilizados, estando inclusas as despesas de infra-estrutura. Em resumo, é a somatória de todos os preços relacionados diretamente com a obra.

2.7.2 Composição de preços unitários

Tendo-se o valor unitário de cada insumo da obra de acordo com seu consumo e produtividade, acrescido de seus preços de acordo com a unidade de serviço, se tem a composição dos preços unitários (CPU's). Os insumos que compõe uma "CPU" são:

- Mão de obra: a mão de obra equivale ao salário do trabalhador e o tempo de horas para execução de determinada tarefa estabelecida;
- Materiais e equipamentos: equivale ao consumo de todos os materiais e equipamentos a serem usados para a construção.

Para Tisaka (2011) composição dos custos unitários é:

A quantidade de material, de horas de equipamento e o número de horas de pessoal gasto para a execução de cada unidade desses serviços, multiplicado respectivamente pelo custo dos materiais, do aluguel horário dos equipamentos e pelo salário-hora dos trabalhadores, devidamente acrescidos dos encargos sociais, são chamados de composição dos custos unitário. (TISAKA,2011)

Para González (2007) ele se refere à composição unitária como:

As composições unitárias de custos são as "fórmulas" de cálculo dos custos unitários nos orçamentos discriminados. Cada composição consiste das quantidades individuais do grupo de insumos (material, mão-de-obra e equipamentos) necessários para a execução de uma unidade de um serviço.(Gonzales, 2007)

Através de tabelas e softwares é possível obter os preços de materiais, equipamentos/hora por unidade de serviço e mão-de-obra/hora. Alguns exemplos são as

Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos (TCPO) e softwares como o Volare, sendo ambos da editora PINI.

2.7.3 Encargos sociais

Os encargos sociais são encargos obrigatórios e exigidos pelas leis previdenciárias e trabalhistas. Tisaka (2008) cita três tipos de encargos sociais a serem considerados:

- a) Encargos sociais básicos obrigatórios: são os encargos sociais básicos e obrigatórios são aqueles constantes da legislação em vigor e são iguais para horista e mensalista;
- b) Encargos incidentes e reincidentes: são aqueles resultantes da incidência ou reincidência sobre os encargos sociais básicos e outros, em conformidade com as obrigações legais;
- c) Encargos complementares: são os benefícios aos trabalhadores provenientes da legislação do trabalho e de acordos confirmados com sindicatos da categoria de cada região.

2.8 Levantamento de custos / horários

2.8.1 Custos horários de mão de obra

“Para se calcular o custo de mão de obra, além dos salários, deve ser computado as leis sociais e os encargos complementares de mão de obra referentes às despesas de alimentação, transporte, EPI e ferramenta de uso pessoal ” (TISAKA, 2008).

O custo do salário/hora de cada trabalhador é calculado de acordo com a fórmula a seguir:

$$Sh = Sn \left(1 + \frac{LS}{100} + \frac{EC}{100} \right) \quad (24)$$

Sendo:

Sh = Custo do salário/hora de cada trabalhador para a empresa;

S_n = salário/hora normal do trabalhador;

LS = Leis Sociais;

EC = Encargos complementares.

2.8.2 Elaboração dos custos diretos

Para elaboração dos custos diretos, antes se deve relacionar todos os serviços envolvidos, procedendo ao levantamento dos quantitativos de cada unidade envolvida. Posteriormente, deve se colocar os respectivos custos unitários obtidos pelas composições do preço unitário e, então, multiplicar os quantitativos pelos custos unitários. Os dados a serem obtidos deverão ser retirados da “Tabela de Composição de Preço Unitário” (TCPO).

O preço total de serviços diretos pode ser calculado através da fórmula:

$$P_{total} = EP_{total} + MP_{total} + S_{total} + MO_{total} \quad (25)$$

Onde:

EP_{total} = Preço Total dos Equipamentos;

MP_{total} = Preço total do material;

S_{total} = Preço total dos serviços – composições auxiliares;

MO_{total} = Preço total da mão de obra.

Já o preço total dos equipamentos é dado por:

$$EP_{total} = Qnt \times Prod \times P.unit.Produ + Qnt \times Impro \times P.unit.Impro \quad (26)$$

Onde:

EP_{total} = Preço Total dos Equipamentos;

Qnt = Quantidade;

Prod = Produtividade;

P. unit. Produ = Preço unitário de produtividade;

Impro = Improdutividade;

P. unit. Impro = Preço unitário de improdutividade.

O preço total do material é expresso por:

$$MP_{total} = Qnt \times P. unit \quad (27)$$

Onde:

MP_{total} = Preço total do material;

Qnt = Quantidade;

P. unit = Preço unitário.

O preço total dos serviços – Composições auxiliares – é apresentado como:

$$SP_{total} = Qnt \times P. Unit \quad (28)$$

Onde:

SP_{total} = Preço total dos serviços – composições auxiliares;

Qnt = Quantidade;

P. Unit = Preço unitário.

Para o cálculo do preço total da mão de obra deve seguir a formula abaixo:

$$MOP_{total} = Qnt \times P. Unit \quad (29)$$

Onde:

MOP_{total} = Preço total da mão de obra;

Qnt = Quantidade;

P. Unit = Preço unitário.

3 METODOLOGIA

O desenvolvimento deste trabalho leva em consideração a análise da viabilidade técnico/econômica entre fundações profundas. Para esta análise foi realizado um estudo de caso envolvendo dois tipos de fundações: estaca tipo hélice contínua e estaca cravada pré-moldada em concreto armado.

Este estudo de caso utilizou como modelo o projeto de um galpão industrial executado na cidade de Brasília – DF. Nele, o sistema de fundação adotado e executado foi a estaca tipo hélice contínua, vistas as características geotécnicas do solo de suporte, bem como as cargas atuantes geradas pela superestrutura. Para efeito de comparação, foi proposto um novo dimensionamento utilizando-se do sistema de estaca cravada pré-moldada em concreto armado por possuir características que atendam bem a este tipo de projeto.

O sistema de dimensionamento para as estacas cravadas pré-moldadas adotará os métodos indicados por Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) para o cálculo da capacidade de carga geotécnica das estacas. Será utilizado também o boletim de sondagem local, o projeto de locação dos pilares, o projeto de cargas e catálogos de estacas produzidas por empresas especializadas.

Com relação à composição de preços unitários (CPU's) para elaboração do orçamento da obra, serão utilizados dados da tabela para composição de preços para orçamento (TCPO) e consulta a empresas que ofereçam os serviços na região.

Sendo este trabalho dividido em três etapas, estas se deram da seguinte forma:

- Realização de pesquisa bibliográfica sobre fundações e metodologia de cálculo da capacidade de carga geotécnica de estacas;
- Cálculo das capacidades de carga das estacas pré-moldadas utilizando-se os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), informações do projeto em questão e catálogos de estacas;
- Comparação técnico/econômica entre os dois tipos de fundação, indicando aquela que se mostrar mais viável

Devido às medidas das estacas fornecidas em catálogo de fabricação estarem entre 8,00m e 10,00m, procurou-se trabalhar medidas modulares, evitando cortes e sobras de material, impactando de forma negativa à viabilidade financeira. O ponto de parada das estacas também foi determinado em função do N_{SPT} , evitando camadas de solos que possam ocasionar recalques futuros e respeitando as características de estabilidade dos mesmos.

4 ESTUDO DE CASO

Este estudo de caso tem como referência a construção de um galpão industrial com aproximadamente 10.460,00m² edificadas. Localizado na cidade de Brasília / DF em uma área industrial, teve sua construção entre os anos de 2013 e 2014. Por motivos de preservação de identidade, os nomes da empresa, bem como os responsáveis pelos cálculos e execução da obra não serão citados.

4.1 Investigação geotécnica do terreno

Para início dos dimensionamentos, a investigação geotécnica do terreno contou com a realização de 06 (seis) perfis de sondagem SPT ao longo do mesmo. Esta sondagem de simples reconhecimento com SPT foi realizado conforme é orientado pela ABNT NBR 6484/2001 e sua locação, bem como resultados obtidos, podem ser analisados no ANEXO A.

4.2 Descrição física da edificação

A edificação analisada trata-se de um galpão industrial pertencente a uma empresa do ramo de laminação e distribuição de aços. Abriga tanto o sistema produtivo quanto o estoque de perfis em seu interior, bem como equipamentos para içamento, pontes rolantes e veículos de transporte como empilhadeiras.

Com aproximadamente 10.460,00m² de construção e 10,00m de pé-direito, sua superestrutura foi executada com pilares e tesouras em estrutura metálica, sendo suas laterais vedadas com paredes em alvenaria (até determinada altura) e fechamentos metálicos com telhas em aço galvanizado.

Os pilares, por serem executados em perfis metálicos laminados, possuem a mesma seção transversal. Já as cargas por eles transmitidas à infraestrutura sofrem variações conforme demonstrado na tabela do ANEXO B.

A figura 11 mostra uma vista superior da edificação, que fica do lado direito de outra unidade pertencente ao mesmo grupo.

Figura 11 - Galpão industrial em estudo



Fonte: Portfólio da empresa.

Com relação à infraestrutura, foi utilizado em sua execução o sistema de fundações profundas com estacas do tipo hélice contínua. Estas foram locadas conforme projeto de locação de estacas apresentado no ANEXO C, conservando um diâmetro constante de 0,30m para todas as unidades, mas variando sua profundidade entre 19,00m e 22,00m.

Ao todo, foram executadas 182 estacas do tipo hélice contínua, sendo duas por bloco. Conforme observação presente na tabela do ANEXO B, as estacas pertencentes à “linha de pilares 01” (visualizada no ANEXO C) foram dimensionadas utilizando a mesma carga dos pilares localizados na “linha 02”, por serem previstos ampliações futuras no local.

4.3 Pré-dimensionamento da fundação

Para o pré-dimensionamento da fundação em estacas pré-moldadas utilizou-se dos carregamentos gerados pelo pilar P46 (carregamento mais elevado) e condições geotécnicas conforme SPT 04. Esta conjuntura se mostrou o pior cenário para o desempenho das estacas.

Utilizando a média de cargas admissíveis entre os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), foram analisados três modelos de estacas pré-moldadas, sendo suas seções: circular maciça, quadrada maciça e hexagonal vazada. A cota de parada adotada foi de 20,00m, assim procurando-se trabalhar com comprimentos modulares de

10,00m para se evitar cortes, além de alcançar camadas de solos menos propícios a recalques e trabalhar com N_{SPT} abaixo de 40.

4.3.1 Dimensionamento da estaca pré-moldada circular protendida

4.3.1.1 Método Aoki e Velloso

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca circular conforme catálogo da figura 10:

- Modelo = HC260
- Diâmetro = 0,26 m
- Perímetro = 0,82m
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 KN$
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de $61,29 tf = 601,26 KN$

1º passo é adotar os fatores de correção de F_1 e F_2 de acordo com o tipo de estaca escolhida. Conforme a tabela 04 tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores:

$$F_1 = 1,75 \quad \text{e} \quad F_2 = 3,5$$

2º passo é calcular as resistências laterais (RL) de cada camada de solo ao longo do fuste da estaca, através dos índices de resistência á penetração médio N_{med} das camadas de solos, além dos coeficientes K e α dados em função do tipo de solo.

Resistência Lateral (R_{L1})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -1,00 m e -10,45 m, composto por solo Argila Siltosa vermelha, tem-se:

$$N_{med} = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4)}{9} = \frac{30}{9} = 3,333 \quad (30)$$

Conforme tabela 05, para solos argila siltosa:

$$K = 0,22MPae\alpha = 4,0\%$$

$$R_{L1} = \frac{0,04 \times 0,22 \times 10^6 \times 3,333}{3,5} \times 0,82 \times 9,45 = 64,94 KN \quad (31)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -10,45 m a -18,00 m, composto por solo Silte Argiloso vermelho:

$$N_{med} = \frac{(8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8)}{8} = \frac{82}{8} = 10,25 \quad (32)$$

Conforme tabela 05, para solos silte argiloso:

$$K = 0,23MPae\alpha = 3,4\%$$

$$R_{L2} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 10,25}{3,5} \times 0,82 \times 7,55 = 141,78 KN \quad (33)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -18,00 m a -20,0m, composto por solo Silte Pouco Arenoso branco:

$$N_{med} = \frac{(9 + 17)}{2} = \frac{26}{2} = 13 \quad (34)$$

Conforme tabela 05, para solos siltes pouco arenosos:

$$K = 0,55MPa \text{ e } \alpha = 2,2\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,022 \times 0,55 \times 10^6 \times 13}{3,5} \times 0,82 \times 2,00 = 73,71 \text{ KN} \quad (35)$$

3º Passo é calcular a resistência de ponta, dada através da área da ponta da estaca, do valor N_{SPT} da cota de parada, além dos coeficientes K e F_1 definidos em função do tipo de estaca e da característica do solo sob a sua base.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota – 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca circular HC 260 (figura 10) = 0,0531m²

Conforme as tabelas 04 e 05 para estacas pré-moldadas com cotas de parada sobre solos siltes pouco arenosos:

$$K = 0,55MPa \text{ e } F_1 = 1,75$$

Acrescentando os coeficientes K e F_1 , além dos valores do N_{SPT} da cota de parada da estaca, junto com a sua área de ponta, implica para a resistência de ponta:

$$R_p = \frac{0,55 \times 10^6 \times 17}{1,75} \times 0,0531 = 283,71 \text{ KN} \quad (36)$$

4º Passo é calcular a Capacidade de Carga da estaca, definida como a somatória entre a resistência lateral total (R_L) e a resistência de ponta (R_p)

$$R = 283,71 + (64,94 + 141,78 + 73,71) \quad (37)$$

$$R = 564,14 \text{ KN}$$

5º Passo é o cálculo da Carga Admissível (P_a), resultado da razão entre a capacidade de carga geotécnica da estaca e o fator de segurança global. Conforme a equação 17, os autores Aoki-Velloso fixam o fator de segurança global com valor igual a dois (2).

$$P_a = \frac{564,14}{2} = 282,07 \text{ KN} \quad (38)$$

4.3.1.2 Método de Decourt - Quaresma

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca circular conforme catálogo da Figura 10:

- Modelo = HC260
- Diâmetro = 0,26 m
- Perímetro = 0,82m
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 \text{ KN}$
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de $61,29 \text{ tf} = 601,26 \text{ KN}$
- Fatores α e β , conforme tabelas 07 e 08 para estacas pré-moldadas = 1

1º passo é calcular a resistência lateral (R_L), variável de acordo com o solo e profundidade.

$$N_L = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4 + 8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8 + 9 + 17)}{19}$$

$$N_L = \frac{138}{19} = 7,26 \quad (39)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{7,26}{3} + 1 \right) \times 0,82 \times 20 = 560,88 \text{ kN} \quad (40)$$

2º Passo é calcular a resistência de ponta, dada através da área da ponta da estaca, do valor N_{SPT} da cota de parada, além dos coeficientes α e C definidos em função do tipo de estaca e da característica do solo sob a sua base.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota – 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca circular HC 260 (figura 09) = 0,0531m²
- Conforme tabela 07, para estacas pré-moldadas, $\alpha = 1$
- Conforme tabela 06, para solo Silte pouco arenoso, $C = 250 \text{ KPa}$

$$N_p = \frac{(17 + 9 + 30)}{3} = 18,67 \quad (41)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 250 \times 10^3 \times 18,67 \times 0,0531 = 247,84 \text{ KN} \quad (42)$$

3º Passo é calcular a Capacidade de Carga da estaca, que é a somatória da resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_p)

$$R = 808,72 \text{ KN}$$

4º Passo é cálculo da Carga Admissível (P_a), usando o fator de segurança global.

Para este método as parcelas da resistência de ponta e da resistência lateral são divididas respectivamente por 4 e 1,3.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{247,84}{4} + \frac{560,88}{1,3} = 493,41 \text{ KN} \quad (43)$$

4.3.1.3 Método Teixeira

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca circular conforme catálogo da figura 10:

- Modelo = HC260
- Diâmetro = 0,26 m
- Perímetro = 0,82m
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 KN$
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de $61,29 tf = 601,26 KN$

1º Passo é adotar os fatores α e β de acordo com o tipo de estaca escolhida.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota – 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca circular HC 260 (figura 09) = 0,0531m²
- Comprimento da estaca (A_L) = 20,00 m

Conforme as tabelas 9 e 10 tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores:

$$\alpha = 260 KPa \quad e \quad \beta = 4 KPa$$

2º Passo é calcular o valor médio dos índices de resistência à penetração, medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo (N_p).

$$N_p = \frac{(17 + 17)}{2} = 17 \quad (44)$$

3º Passo é calcular o valor médio dos N medidos no ensaio SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca (N_L).

$$N_L = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4 + 8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8 + 9 + 17)}{19}$$

$$N_L = \frac{138}{19} = 7,26 \quad (45)$$

4º Passo é calcular a capacidade de carga da estaca (Q_u).

$$Q_u = \alpha \times \bar{N}_p \times A_p + \beta \times \bar{N}_L \times A_L \quad (46)$$

$$Q_u = 260 \times 17 \times 0,0531 + 4 \times 7,26 \times 20 = 815,50 \text{ KN}$$

5º Passo é cálculo da Carga Admissível (Q_a), usando o fator de segurança global igual a dois (2).

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} = \frac{815,50}{2} = 407,75 \text{ KN} \quad (47)$$

4.3.1.4 Quantidade de estacas no bloco

1º Passo é calcular a carga admissível média obtida entre as cargas admissíveis obtidas pelos dois métodos:

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(P_a \text{ Aoki} - \text{Velloso} + P_a \text{ Decourt} - \text{Quaresma} + \text{Teixeira})}{3} \quad (48)$$

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(282,07 + 493,41 + 407,75)}{3} = 394,41 \text{ KN}$$

2º Passo é calcular a quantidade de estacas no bloco, em função da razão entre a carga do pilar e a carga admissível média:

$$N^\circ \text{ de estacas/Bloco} = \frac{P_{\text{pilar}}}{P_{\text{adm}}} = \frac{601,26}{394,41} = 1,52 \Rightarrow 2 \text{ estacas} \quad (49)$$

4.3.2 Dimensionamento da estaca pré-moldada quadrada protendida maciça

4.3.2.1 Método Aoki e Velloso

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca quadrada conforme catálogo da figura 10:

- Modelo = 30x30cm
- Perímetro = 1,20m
- Carga de catálogo = $124tf = 1216,44 KN$
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de $61,29 tf = 601,26 KN$

1º passo é adotar os fatores de correção de F_1 e F_2 de acordo com o tipo de estaca escolhida. Conforme a tabela 04 tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores:

$$F_1 = 1,75 \quad \text{e} \quad F_2 = 3,5$$

2º passo é calcular as resistências laterais (RL) de cada camada de solo ao longo do fuste da estaca, através dos índices de resistência á penetração médio N_{med} das camadas de solos, além dos coeficientes K e α dados em função do tipo de solo.

Resistência Lateral (R_{L1})

Para camada Δl do fuste compreendido entre as cotas -1,00 m e -10,45 m, composto por solo Argila Siltosa vermelha, tem-se:

$$N_{med} = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4)}{9} = \frac{30}{9} = 3,333 \quad (50)$$

Conforme tabela 05, para solos argila siltosa:

$$K = 0,22MPae\alpha = 4,0\%$$

$$R_{L1} = \frac{0,04 \times 0,22 \times 10^6 \times 3,333}{3,5} \times 1,2 \times 9,45 = 95,03 KN \quad (51)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -10,45 m a -18,00 m, composto por solo Silte Argiloso vermelho:

$$N_{med} = \frac{(8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8)}{8} = \frac{82}{8} = 10,25 \quad (52)$$

Conforme tabela 05, para solos silte argiloso:

$$K = 0,23MPa e\alpha = 3,4\%$$

$$R_{L2} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 10,25}{3,5} \times 1,2 \times 7,55 = 207,49 KN \quad (53)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -18,00 m a -20,0 m, composto por solo Silte Pouco Arenoso branco:

$$N_{med} = \frac{(9 + 17)}{2} = \frac{26}{2} = 13 \quad (54)$$

Conforme tabela 05, para solos siltes pouco arenosos:

$$K = 0,55MPae\alpha = 2,2\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,022 \times 0,55 \times 10^6 \times 13}{3,5} \times 1,2 \times 2,00 = 107,86 \text{ KN} \quad (55)$$

3º Passo é calcular a resistência de ponta, dada através da área da ponta da estaca, do valor N_{SPT} da cota de parada, além dos coeficientes K e F_1 definidos em função do tipo de estaca e da característica do solo sob a sua base.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota - 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca quadrada 30x30cm (figura 10) = 0,09m²

Conforme as tabelas 04 e 05 para estacas pré-moldadas com cotas de parada sobre solos siltes pouco arenosos:

$$K = 0,55 \text{ MPa} \text{ e } F_1 = 1,75$$

Acrescentando os coeficientes K e F_1 , além dos valores do N_{SPT} da cota de parada da estaca, junto com a sua área de ponta, implica para a resistência de ponta:

$$R_p = \frac{0,55 \times 10^6 \times 17}{1,75} \times 0,09 = 480,86 \text{ KN} \quad (56)$$

4º Passo é calcular a Capacidade de Carga da estaca, definida como a somatória entre a resistência lateral total (R_L) e a resistência de ponta (R_p)

$$R = 480,86 + (95,03 + 207,49 + 107,86) \quad (57)$$

$$R = 891,24 \text{ KN}$$

5º Passo é o cálculo da Carga Admissível (P_a), resultado da razão entre a capacidade de carga geotécnica da estaca e o fator de segurança global. Conforme a equação 17, os autores Aoki-Velloso fixam o fator de segurança global com valor igual a dois (2).

$$P_a = \frac{891,24}{2} = 445,62 \text{ KN} \quad (58)$$

4.3.2.2 Método de Décourt - Quaresma

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca quadrada conforme catálogo da Figura 10:

- Modelo = 30x30cm
- Perímetro = 1,20m
- Carga de catálogo = 124tf = 1216,44 KN
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de 61,29 tf = 601,26 KN
- Fatores α e β , conforme tabelas 07 e 08 para estacas pré-moldadas = 1

1º passo é calcular a resistência lateral (RL), variável de acordo com o solo e profundidade.

$$N_L = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4 + 8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8 + 9 + 17)}{19}$$

$$N_L = \frac{138}{19} = 7,26 \quad (59)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{7,26}{3} + 1 \right) \times 1,20 \times 20 = 820,80 \text{ kN} \quad (60)$$

2° Passo é calcular a resistência de ponta, dada através da área da ponta da estaca, do valor N_{SPT} da cota de parada, além dos coeficientes α e C definidos em função do tipo de estaca e da característica do solo sob a sua base.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota - 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca quadrada 30x30cm (figura 10) = 0,09m²
- Conforme tabela 07, para estacas pré-moldadas, $\alpha = 1$
- Conforme tabela 06, para solo Silte pouco arenoso, $C = 250 \text{ KPa}$

$$N_p = \frac{(17 + 9 + 30)}{3} = 18,67 \quad (61)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 250 \times 10^3 \times 18,67 \times 0,09 = 420,07 \text{ KN} \quad (62)$$

3° Passo é calcular a Capacidade de Carga da estaca, que é a somatória da resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_p).

$$R = 1240,87 \text{ KN}$$

4° Passo é cálculo da Carga Admissível (P_a), usando o fator de segurança global.

Para este método as parcelas da resistência de ponta e da resistência lateral são divididas respectivamente por 4 e 1,3.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{420,07}{4} + \frac{820,80}{1,3} = 736,40 \text{ KN} \quad (63)$$

4.3.2.3 Método Teixeira

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca quadrada conforme catálogo da figura 10:

- Modelo = 30x30cm
- Perímetro = 1,20m
- Carga de catálogo = $124tf = 1216,44 KN$
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de $61,29 tf = 601,26 KN$

1º Passo é adotar os fatores α e β de acordo com o tipo de estaca escolhida.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota – 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca quadrada 30x30cm (figura 10) = 0,09m²
- Comprimento da estaca (A_L) = 20,00 m

Conforme as tabelas 9 e 10 tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores:

$$\alpha = 260 KPa \quad e \quad \beta = 4 KPa$$

2º Passo é calcular o valor médio dos índices de resistência à penetração, medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo (N_p).

$$N_p = \frac{(17 + 17)}{2} = 17 \quad (64)$$

3º Passo é calcular o valor médio dos N medidos no ensaio SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca (N_L).

$$N_L = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4 + 8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8 + 9 + 17)}{19}$$

$$N_L = \frac{138}{19} = 7,26 \quad (65)$$

4º Passo é calcular a capacidade de carga da estaca (Q_u).

$$Q_u = \alpha \times \overline{N_p} \times A_p + \beta \times \overline{N_L} \times A_L \quad (66)$$

$$Q_u = 260 \times 17 \times 0,09 + 4 \times 7,26 \times 20 = 978,60 \text{ KN}$$

5º Passo é cálculo da Carga Admissível (Q_a), usando o fator de segurança global igual a dois (2).

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} = \frac{978,60}{2} = 489,30 \text{ KN} \quad (67)$$

4.3.2.4 Quantidade de estacas no bloco

1º Passo é calcular a carga admissível média obtida entre as cargas admissíveis obtidas pelos dois métodos:

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(P_a \text{ Aoki} - \text{Velloso} + P_a \text{ Decourt} - \text{Quaresma} + \text{Teixeira})}{3} \quad (68)$$

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(445,62 + 736,40 + 489,30)}{3} = 557,10 \text{ KN}$$

2º Passo é calcular a quantidade de estacas no bloco, em função da razão entre a carga do pilar e a carga admissível média:

$$N^\circ \text{ de estacas/Bloco} = \frac{P_{\text{pilar}}}{P_{\text{adm}}} = \frac{601,26}{557,10} = 1,08 \Rightarrow 2 \text{ estacas} \quad (69)$$

4.3.3 Dimensionamento da estaca pré-moldada hexagonal protendida vazada

4.3.3.1 Método Aoki e Velloso

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca hexagonal conforme catálogo da figura 9:

- Modelo = 45₂₀
- Perímetro = 1,35m
- Carga de catálogo = 145tf = 1422,45 KN
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de 61,29 tf = 601,26 KN

1º passo é adotar os fatores de correção de F_1 e F_2 de acordo com o tipo de estaca escolhida. Conforme a tabela 04 tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores:

$$F_1 = 1,75 \quad \text{e} \quad F_2 = 3,5$$

2º passo é calcular as resistências laterais (RL) de cada camada de solo ao longo do fuste da estaca, através dos índices de resistência á penetração médio N_{med} das camadas de solos, além dos coeficientes K e α dados em função do tipo de solo.

Resistência Lateral (R_{L1})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -1,00 m e -10,45 m, composto por solo Argila Siltosa vermelha, tem-se:

$$N_{med} = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4)}{9} = \frac{30}{9} = 3,333 \quad (70)$$

Conforme tabela 05, para solos argila siltosa:

$$K = 0,22MPae\alpha = 4,0\%$$

$$R_{L1} = \frac{0,04 \times 0,22 \times 10^6 \times 3,333}{3,5} \times 1,35 \times 9,45 = 106,91 \text{ KN} \quad (71)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -10,45 m a -18,00 m, composto por solo Silte Argiloso vermelho:

$$N_{med} = \frac{(8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8)}{8} = \frac{82}{8} = 10,25 \quad (72)$$

Conforme tabela 05, para solos silte argiloso:

$$K = 0,23MPae\alpha = 3,4\%$$

$$R_{L2} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 10,25}{3,5} \times 1,35 \times 7,55 = 233,43 \text{ KN} \quad (73)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -18,00 m a -20,0 m, composto por solo Silte Pouco Arenoso branco:

$$N_{med} = \frac{(9 + 17)}{2} = \frac{26}{2} = 13 \quad (74)$$

Conforme tabela 05, para solos siltes pouco arenosos:

$$K = 0,55MPae\alpha = 2,2\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,022 \times 0,55 \times 10^6 \times 13}{3,5} \times 1,35 \times 2,00 = 121,34 \text{ KN} \quad (75)$$

3° Passo é calcular a resistência de ponta, dada através da área da ponta da estaca, do valor N_{SPT} da cota de parada, além dos coeficientes K e F_1 definidos em função do tipo de estaca e da característica do solo sob a sua base.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota - 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca hexagonal 45₂₀ (figura 9) = 0,131m²

Conforme as tabelas 04 e 05 para estacas pré-moldadas com cotas de parada sobre solos siltes pouco arenosos:

$$K = 0,55 \text{ MPa e } F_1 = 1,75$$

Acrescentando os coeficientes K e F_1 , além dos valores do N_{SPT} da cota de parada da estaca, junto com a sua área de ponta, implica para a resistência de ponta:

$$R_p = \frac{0,55 \times 10^6 \times 17}{1,75} \times 0,131 = 699,92 \text{ KN} \quad (76)$$

4° Passo é calcular a Capacidade de Carga da estaca, definida como a somatória entre a resistência lateral total (R_L) e a resistência de ponta (R_p)

$$R = 699,92 + (106,91 + 233,43 + 121,34) \quad (77)$$

$$R = 1161,60 \text{ KN}$$

5º Passo é o cálculo da Carga Admissível (P_a), resultado da razão entre a capacidade de carga geotécnica da estaca e o fator de segurança global. Conforme a equação 17, os autores Aoki-Velloso fixam o fator de segurança global com valor igual a dois (2).

$$P_a = \frac{1161,60}{2} = 580,80 \text{ KN} \quad (78)$$

4.3.3.2 Método de Decourt - Quaresma

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca hexagonal conforme catálogo da Figura 9:

- Modelo = 45₂₀
- Perímetro = 1,35m
- Carga de catálogo = 145tf = 1422,45 KN
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de 61,29 tf = 601,26 KN
- Fatores α e β , conforme tabelas 07 e 08 para estacas pré-moldadas = 1

1º passo é calcular a resistência lateral (RL), variável de acordo com o solo e profundidade.

$$N_L = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4 + 8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8 + 9 + 17)}{19}$$

$$N_L = \frac{138}{19} = 7,26 \quad (79)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{7,26}{3} + 1 \right) \times 1,35 \times 20 = 923,40 \text{ kN} \quad (80)$$

2º Passo é calcular a resistência de ponta, dada através da área da ponta da estaca, do valor N_{SPT} da cota de parada, além dos coeficientes α e C definidos em função do tipo de estaca e da característica do solo sob a sua base.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota - 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca hexagonal 45₂₀ (figura 9) = 0,131m²
- Conforme tabela 07, para estacas pré-moldadas, $\alpha = 1$
- Conforme tabela 06, para solo Silte pouco arenoso, $C = 250 \text{ KPa}$

$$N_p = \frac{(17 + 9 + 30)}{3} = 18,67 \quad (81)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 250 \times 10^3 \times 18,67 \times 0,131 = 611,44 \text{ KN} \quad (82)$$

3º Passo é calcular a Capacidade de Carga da estaca, que é a somatória da resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_p)

$$R = 1534,84 \text{ KN}$$

4º Passo é cálculo da Carga Admissível (P_a), usando o fator de segurança global.

Para este método as parcelas da resistência de ponta e da resistência lateral são divididas respectivamente por 4 e 1,3.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{611,44}{4} + \frac{923,40}{1,3} = 863,17 \text{ KN} \quad (83)$$

4.3.3.3 Método Teixeira

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca hexagonal conforme catálogo da figura 9:

- Modelo = 45₂₀
- Perímetro = 1,35m
- Carga de catálogo = 145tf = 1422,45 KN
- Comprimento = 20,00 m
- Ensaio SPT = conforme SPT 04 (ANEXO A)
- Pilar P46 com carga de 61,29 tf = 601,26 KN

1º Passo é adotar os fatores α e β de acordo com o tipo de estaca escolhida.

Parâmetros de projeto:

- Resistência de ponta na cota – 20,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 17$
- Área da ponta (A_p) estaca hexagonal 45₂₀ (figura 9) = 0,131m²
- Comprimento da estaca (A_L) = 20,00 m

Conforme as tabelas 9 e 10 tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores:

$$\alpha = 260 \text{ KPa} \quad \text{e} \quad \beta = 4 \text{ KPa}$$

2º Passo é calcular o valor médio dos índices de resistência à penetração, medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo (N_p).

$$N_p = \frac{(17 + 17)}{2} = 17 \quad (84)$$

3º Passo é calcular o valor médio dos N medidos no ensaio SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca (N_L).

$$N_L = \frac{(3 + 2 + 4 + 4 + 2 + 2 + 2 + 7 + 4 + 8 + 11 + 8 + 8 + 12 + 17 + 10 + 8 + 9 + 17)}{19}$$

$$N_L = \frac{138}{19} = 7,26 \quad (85)$$

4º Passo é calcular a capacidade de carga da estaca (Q_u).

$$Q_u = \alpha \times \bar{N}_p \times A_p + \beta \times \bar{N}_L \times A_L \quad (86)$$

$$Q_u = 260 \times 17 \times 0,131 + 4 \times 7,26 \times 20 = 1159,82 \text{ KN}$$

5º Passo é cálculo da Carga Admissível (Q_a), usando o fator de segurança global igual a dois (2).

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} = \frac{1159,82}{2} = 579,91 \text{ KN} \quad (87)$$

4.3.3.4 Quantidade de estacas no bloco

1º Passo é calcular a carga admissível média obtida entre as cargas admissíveis obtidas pelos dois métodos:

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(P_a \text{ Aoki} - \text{Velloso} + P_a \text{ Decourt} - \text{Quaresma} + \text{Teixeira})}{3} \quad (88)$$

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(580,80 + 863,17 + 579,91)}{3} = 674,63 \text{ KN}$$

2º Passo é calcular a quantidade de estacas no bloco, em função da razão entre a carga do pilar e a carga admissível média:

$$N^\circ \text{ de estacas/Bloco} = \frac{P_{\text{pilar}}}{P_{\text{adm}}} = \frac{601,26}{674,63} = 0,89 \Rightarrow 1 \text{ estaca} \quad (89)$$

4.3.4 Análise dos resultados do dimensionamento

Conforme observado com o pré-dimensionamento utilizando-se dos dados de cargas do pilar P46 e ensaio SPT 4, chegou-se aos resultados representados na tabela 11, onde se pode observar que a estaca hexagonal em concreto protendido atende de forma mais econômica às solicitações.

Tabela 11 - Resumo dos dimensionamentos das estacas

<i>Estaca</i>	P_{adm} <i>Aoki-Velloso</i> (kN)	P_{adm} <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_{adm} <i>Teixeira</i> (kN)	P_{adm} <i>Média</i> (kN)	P_e (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar}/P_{adm} (kN)	<i>Nº</i> <i>Estacas</i>
Circular	282,07	493,41	407,75	394,41	706,32	601,26	1,52	2
Quadrada	445,62	736,40	489,30	557,10	1216,44	601,26	1,08	2
Hexagonal	580,80	863,17	579,91	674,63	1422,45	601,26	0,89	1

Fonte: o autor

Mesmo diante do melhor resultado de capacidade de carga ser apresentado pela estaca em concreto protendido com seção transversal hexagonal, se fará a opção pela utilização da estaca em concreto protendido com seção transversal circular, uma vez que o projeto apresenta diversos pilares com cargas reduzidas localizados em áreas de influência com SPT mais favoráveis. O fato de esta última ser facilmente encontrada no mercado possibilita, ainda, vantagens quando levados em conta a logística do local, influenciando de forma positiva no custo final da obra.

Utilizando-se de planilha eletrônica criada com a ajuda do software Excel, foi realizado o pré-dimensionamento de todas as estacas com seção transversal circular levando-se em conta o carregamento de cada pilar, bem como os resultados dos furos de SPT correspondentes a cada área de influência. A quantidade final de estacas por bloco, conforme apresentado no apêndice A, foi alcançada seguindo o mesmo sistema demonstrado para o pilar P46.

Levando-se em conta, portanto, o fato da edificação se tratar de um galpão industrial de elevado pé-direito e, com a intenção de melhorar o equilíbrio no bloco de coroamento, bem como minimizar os efeitos da flexo-compressão causados pelas forças de momento atuantes nas bases dos pilares, optou-se pelo redimensionamento de todas as fundações compostas por apenas uma estaca por bloco, a fim de que todos os blocos de coroamento contassem com, pelo

menos, duas estacas. Dessa forma, novamente utilizando-se de planilha eletrônica criada com a ajuda do software Excel, foi realizado um novo pré-dimensionamento das estacas com seção transversal circular levando-se em conta o carregamento de cada pilar, bem como os resultados dos furos de SPT correspondentes a cada área de influência. Sua profundidade foi devidamente diminuída e, conseqüentemente a quantidade de estacas por bloco de coroamento aumentada, chegando-se a um novo resultado de quantidade final de estacas por bloco, conforme apresentado no apêndice B.

4.4 Dimensionamento de blocos de coroamento

A nova proposta de projeto de fundações profundas utilizando-se de estacas cravadas pré-moldadas, exigiu o dimensionamento de blocos de coroamento apenas sobre duas estacas. Para esse procedimento foi utilizado o “Método das Bielas”, desenvolvido por Blévolt.

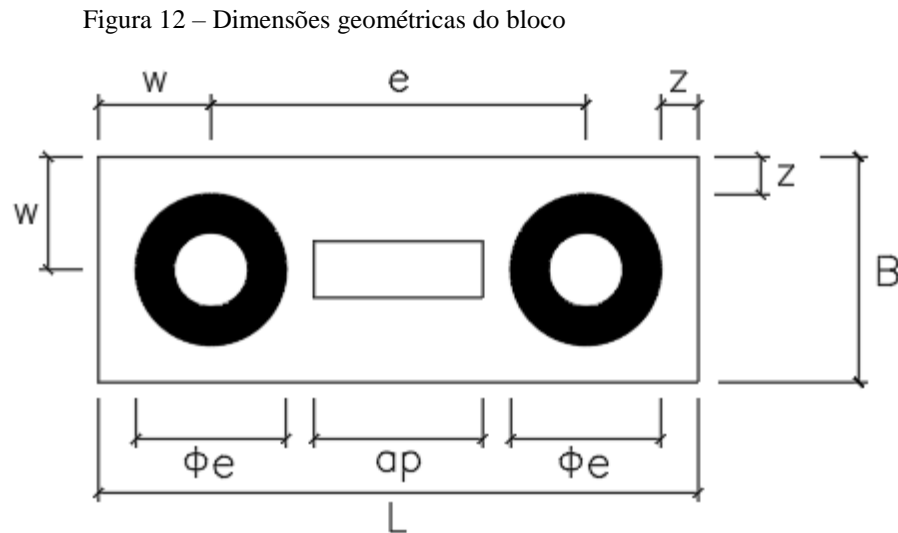
4.4.1 Blocos sobre duas estacas

Para o pré-dimensionamento dos blocos de fundação, a exemplo do pré-dimensionamento das estacas, utilizou-se dos carregamentos gerados pelo pilar P46, cujos dados preliminares de projeto são:

- Seção do pilar = $60 \times 40 \text{ cm}$ (chapa metálica para fixação do pilar metálico);
- Força normal característica do pilar $NK = 61,29 \text{ tf} = 601,26 \text{ KN}$;
- Diâmetro da estaca $\varnothing e = 26 \text{ cm}$;
- Capacidade nominal da estaca $Re = 72,00 \text{ tf} = 706,32 \text{ KN}$;
- Concreto $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- Aço: CA 50;
- Coeficientes de segurança $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$;
- Comprimento de ancoragem do arranque do pilar $l_{b,\varnothing,pil} = 40 \text{ cm}$ (conforme chumbadores de chapa - $\varnothing = 16 \text{ mm}$).

a) Dimensionamento geométrico do bloco

Bastos (2013) recomenda dimensões mínimas e máximas a serem adotadas para o pré-dimensionamento do bloco de coroamento. A figura 12 ilustra a forma de adoção de tais dimensões:



Fonte: (CAMARGO, 2016, p. 78)

A distância entre eixos de estaca a serem adotadas para as estacas cravadas são:

$$e = 2,5 \times \phi_e \quad (90)$$

$$e = 2,5 \times 26 = 65\text{cm} \text{ (adotou-se } 90\text{cm a favor do dimensionamento)}$$

A distância “z”, que representa a distância entre a face externa do bloco e a face externa da estaca, deve atender à seguinte condição:

$$z \geq 15\text{cm} \rightarrow z_{\text{adotado}} = 15\text{cm} \quad (91)$$

Tendo-se determinado o valor de “z” e “e”, torna-se possível encontrar-se o comprimento “L” e a largura “B” do bloco:

$$L = e + \phi_e + 2 \times z \quad (92)$$

$$L = 90\text{cm} + 26\text{cm} + 2 \times 15\text{cm} = 146\text{cm} \rightarrow L_{\text{adotado}} = 150\text{cm}$$

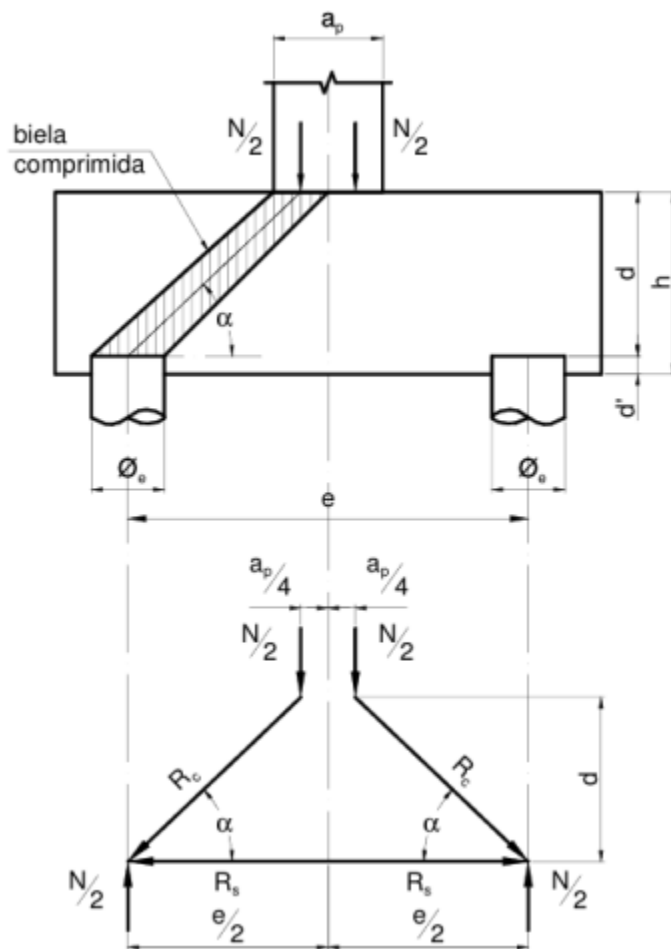
$$B = \phi_e + 2 \times z \quad (93)$$

$$B = 26\text{cm} + 2 \times 15\text{cm} = 56\text{cm} \rightarrow B \text{ adotado} = 60\text{cm}$$

b) Força de tração nos tirantes:

Internamente em um bloco sobre duas estacas, há forças que atuam sobre a biela comprimida. Assim, conforme demonstrado na figura 13 há o estabelecimento de uma treliça cujas suas diagonais comprimidas e barras tracionadas estão submetidas às forças R_s e R_c .

Figura 13 – Forças atuantes sobre o bloco

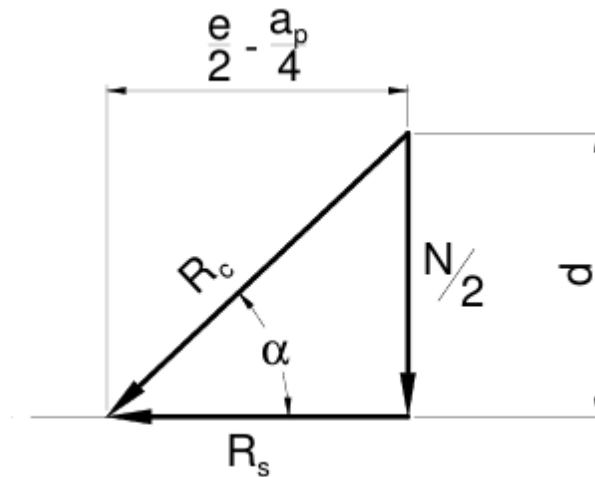


Fonte: UNESP (Bauru/SP) – Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

A rotina do projeto segue de modo a determinar a força de tração nos tirantes, bem como verificar a tensão de compressão nas bielas.

A aplicação da força gerada pelo carregamento do pilar sobre o bloco faz com que surja neste um polígono de forças atuantes, conforme mostra a figura 14:

Figura 14 – Demonstração de forças atuantes



Fonte: UNESP (Bauru/SP) – Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

O ângulo de inclinação da biela comprimida é expresso por:

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (94)$$

Novamente, através do polígono de forças atuantes no bloco, conforme a figura 14 anterior, tem-se:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_s} \quad (95)$$

Equiparando-se as expressões 94 e 95, define-se a força de tração no tirante ou na armadura principal:

$$R_s = \frac{N}{8} \times \frac{2e - a_p}{d} \quad (96)$$

c) Recomendações para altura útil:

A altura útil do bloco pode ser definida como a distância entre a cabeça da estaca e a face superior do bloco de coroamento. Esta deve estar vinculada a um ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas, atendendo à seguinte condição:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (97)$$

Blévoit (1967) dá destaque à importância de se respeitar esse intervalo para os valores de ângulos de inclinação das bielas, a fim de se garantir o comportamento adequado dos blocos para a formulação sugerida. Oliveira (2009) complementa que, caso este intervalo de valores não seja respeitado, não se pode garantir o correto comportamento do bloco, sendo necessária a adoção de outros critérios para a resolução dos mesmos.

Substituindo-se os ângulos limites na expressão 94, têm-se os extremos mínimos e máximos da altura útil “d”:

$$d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\min} = 0,5 \left(90 - \frac{60}{2} \right) = 30,00 \text{ cm} \quad (98)$$

$$d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\max} = 0,71 \left(90 - \frac{60}{2} \right) = 42,60 \text{ cm} \quad (99)$$

Segundo Bastos (2013), o valor mínimo de d' , em cm, deve ser:

$$d' \geq \left\{ \frac{5}{5} = \frac{\sqrt{(\pi \times r^2)}}{5} = 4,60 \text{ cm} \rightarrow d' \text{ adotado} = 5 \text{ cm} \right. \quad (100)$$

em que a_{est} é o lado de uma estaca de seção quadrada de mesma área de seção circular.

Quanto à altura do bloco, esta é determinada pela seguinte expressão:

$$h = d + d' \quad (101)$$

Para a altura adotada de $h=45\text{cm}$, tem-se:

$$h = d + d' \rightarrow 45 = d + 5 \rightarrow d_{adotado} = 40cm \quad (102)$$

$$d_{min} = 30cm < d_{adotado} = 40cm < d_{max} = 42,60 cm \rightarrow Ok! \quad (103)$$

Para garantir a ancoragem da armadura longitudinal vertical do pilar no bloco, há de se cumprir a seguinte condição:

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (104)$$

$$40cm \geq 40cm \rightarrow ok$$

Uma vez determinada a altura útil d , pode-se determinar o ângulo α , através da equação 105:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e - a_p}{2} - \frac{60}{4}} = \frac{40}{\frac{90}{2} - \frac{60}{4}} \quad (105)$$

$$\tan \alpha = 1,33 \rightarrow \alpha = 53,13^\circ \leq \alpha_{max} = 55^\circ \rightarrow OK!$$

Ao determinar-se a altura do bloco e suas dimensões em planta, há de se verificar a sua condição de rigidez:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (106)$$

$$45 \geq \frac{(150 - 60)}{3}$$

$$45cm \geq 30cm \rightarrow OK$$

d) Verificação das tensões de compressão nas bielas:

Para a formulação geral da tensão de compressão nas bielas utiliza-se polígono de forças da figura 14, de onde é possível obter a seguinte expressão:

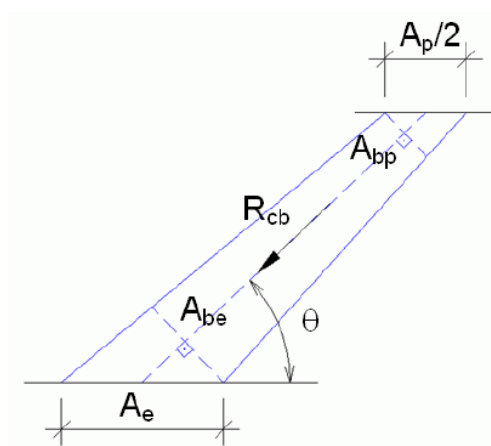
$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_c} \quad (107)$$

por conseguinte, a força de compressão exercida sobre a biela é verificada por:

$$R_c = \frac{N}{2 \operatorname{sen} \alpha} \quad (108)$$

Uma vez que as seções das bielas são inconstantes ao longo da altura do bloco, tendo em vista a figura 15, é preciso averiguar as tensões mínimas e máximas desenvolvidas sob a ação da força de compressão R_c . Aquela primeira tensão é verificada na seção da biela junto ao pilar, e esta, na seção junto à estaca.

Figura 15 - Variação das seções das bielas.



Fonte: UNESP (Bauru/SP) –Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

Estabelecendo a área da biela na base do pilar A_{bp} em função da seção transversal do pilar A_p tem-se:

$$A_{bp} = \frac{1}{2} A_p \operatorname{sen} \alpha \quad (109)$$

A tensão normal de compressão na biela junto ao pilar é resultado do quociente entre a força na biela pela sua área:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{R_c}{A_{bp}} \quad (110)$$

Ao se substituir na equação (110) as expressões (108) e (109), tem-se:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,pil} = \frac{601,26 \times 1,4 \times 1,02}{(60 \times 40) \times \sin^2 53,13^\circ} = 0,56 \text{KN/cm}^2 \quad (111)$$

onde N_d é a força normal sobre o bloco majorando a força característica do pilar pelo coeficiente γ_f e em 2%, este supondo o peso próprio do bloco e do solo sobre o bloco.

Quanto à compressão nas bielas junto á estaca, parte-se da correspondência entre as áreas da seção transversal da estaca A_e e da biela junto á estaca A_{be} , definida por:

$$A_{be} = A_e \sin \alpha \quad (112)$$

Seguindo com a definição básica de tensão, tem-se a tensão de compressão na biela junto à estaca caracterizada por:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{R_c}{2A_{be}} \quad (113)$$

Substituindo em (113) as expressões (108) e (112), tem-se:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,est} = \frac{601,26 \times 1,4 \times 1,02}{2 \times \left(\frac{\pi \times (26)^2}{4}\right) \times \sin^2 53,13^\circ} = 1,26 \text{KN/cm}^2 \quad (114)$$

Após a determinação das tensões de compressão nas bielas, há de se verificar as tensões limites. Com o objetivo de impedir o esmagamento do concreto nas bielas, as tensões atuantes devem ser menores que as tensões resistentes, ou tensões limites. Segundo Bastos (2013), Blévoit estabeleceu que:

$$\sigma_{cd,b,pil,lim} = 1,4K_R f_{cd} \quad (115)$$

$$\sigma_{cd,b,est,lim} = 0,85K_R f_{cd} \quad (116)$$

$$\therefore \sigma_{cd,b,lim} = 1,4 \times 0,95 \times \frac{(25/10)}{1,4} = 2,37KN/cm^2 > \sigma_{cd,b,pil} = 0,56KN/cm^2 \rightarrow OK!$$

$$\therefore \sigma_{cd,b,lim} = 0,85 \times 0,95 \times \frac{(25/10)}{1,4} = 1,44KN/cm^2 > \sigma_{cd,b,est} = 1,26KN/cm^2 \rightarrow OK!$$

em que $K_R = 0,9$ a $0,95$. Este coeficiente de minoração considera a perda de resistência do concreto ao decorrer de vida útil em consequência da ação das cargas permanentes, fenômeno conhecido de efeito Rusch.

e) Armadura principal

Estas armaduras são dispostas sobre as cabeças das estacas, de modo a resistir às forças de tração desenvolvidas ao longo dos tirantes do bloco. Considerando o escoamento do aço no estado limite último, tem-se:

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \quad (117)$$

Segundo Bastos (2013), ao analisar resultados de ensaios, Blévolt constatou que as forças desenvolvidas nas armaduras principais foram 15% superiores àquelas apontadas pelo cálculo teórico. Em vista disso, a expressão (96) é majorada em 15% tornando-se:

$$R_s = \frac{1,15N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (118)$$

Desta maneira, substituindo a expressão (118) em (117) tem-se:

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8df_{yd}} (2e - a_p) \quad (119)$$

$$\begin{aligned} \therefore A_s &= \frac{1,15 \times (601,26 \times 1,4 \times 1,02)}{8 \times 60 \times \frac{50}{1,15}} (2 \times 90 - 60) = 5,68 \text{ cm}^2 \rightarrow (5 \text{ } \emptyset \text{ } 12,5 \text{ mm} \\ &= 6,135 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

f) Armaduras complementares

Conforme proposto por Bastos (2013), há também a necessidade de armadura de pele e de estribos verticais em cada face lateral do bloco, sendo calculadas por:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{min/face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min/face} = 0,075B \left(\frac{cm^2}{m}\right) \quad (120)$$

$$\therefore \left(\frac{A_{sp}}{s}\right) = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,075 \cdot B = 0,075 \times 60 = 4,50 \text{ cm}^2/m$$

em que B é a largura do bloco medida em cm.

Quanto ao espaçamento máximo para a armadura de pele, a NBR 6118 recomenda:

$$s_{pel,max} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases} \rightarrow \frac{40}{3} = 13,33 \rightarrow s_{pel,max} \leq 13,33 \text{ cm} \quad (121)$$

ao passo que Bastos (2013) sugere o valor mínimo de:

$$s_{pel,max} \geq 8cm \quad (122)$$

Em relação aos estribos verticais, o mesmo autor propõe os espaçamentos máximos de:

- sobre as estacas:

$$s_{est,max} \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5a_{est} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases} \rightarrow 0,5 \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2}\right) \times 26 = 11,52 \rightarrow s_{est,max} \leq 11,52 \text{ cm} \quad (123)$$

- nas outras posições além das estacas:

$$s_{est,max} \leq 20cm \quad (124)$$

Uma vez definidos a área de aço por face e os limites de espaçamentos, pode-se definir a armadura efetiva consultando a figura 16, onde é dada a área de aço por metro em função do espaçamento e da bitola da armadura adotada:

Figura 16 - Área de armadura por metro de largura (cm²/m)

TABELA 2						
ÁREA DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA (cm ² /m)						
Espaçamento (cm)	Diâmetro Nominal (mm)					
	4,2	5	6,3	8	10	12,5
5	2,77	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00
5,5	2,52	3,64	5,73	9,09	14,55	22,73
6	2,31	3,33	5,25	8,33	13,33	20,83
6,5	2,13	3,08	4,85	7,69	12,31	19,23
7	1,98	2,86	4,50	7,14	11,43	17,86
7,5	1,85	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67
8	1,73	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63
8,5	1,63	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71
9	1,54	2,22	3,50	5,56	8,89	13,89
9,5	1,46	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16
10	1,39	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50
11	1,26	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36
12	1,15	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42
12,5	1,11	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00
13	1,07	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62
14	0,99	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93
15	0,92	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33
16	0,87	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81
17	0,81	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35
17,5	0,79	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14
18	0,77	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94
19	0,73	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58
20	0,69	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25
22	0,63	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68
24	0,58	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21
25	0,55	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00
26	0,53	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81
28	0,49	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46
30	0,46	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17
33	0,42	0,61	0,95	1,52	2,42	3,79

Elaborada por PINHEIRO (1994)
Diâmetros especificados pela NBR 7480.

Fonte: UNESP (Bauru/SP) – Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

Segundo às áreas de aço e os espaçamentos mínimos e máximos determinados, usando-se a tabela 5.2, chega-se aos seguintes valores:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right) = \frac{4,50\text{cm}^2}{m} \rightarrow \varnothing 8,0\text{mm } c/11\text{cm para os estribos horizontais}; \quad (125)$$

$$\left(\frac{A_w}{s}\right) = \frac{6,75\text{cm}^2}{m} \rightarrow \begin{cases} \varnothing 8,0\text{mm } c/11\text{cm sobre as estacas} \\ \varnothing 8,0\text{mm } c/11\text{cm além das estacas} \end{cases} \quad (126)$$

Para armadura superior, segundo recomendação de Lopes (2011), para bloco com carga acima de 50 tf, adota-se:

$$A_{sup} = \emptyset 12,5mm \text{ c}/20cm \quad (127)$$

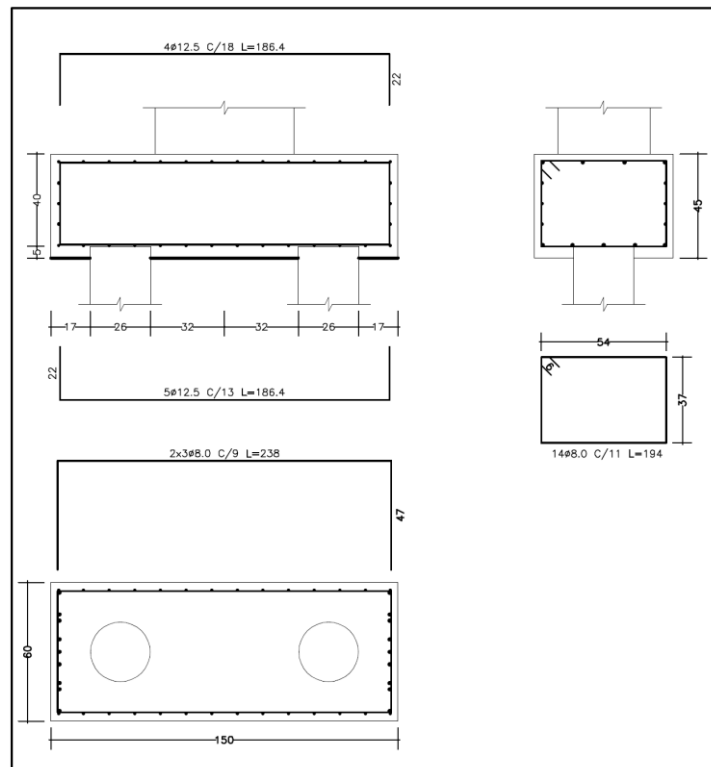
Já para bloco com carga igual ou abaixo de 50 tf, adota-se:

$$A_{sup} = \emptyset 10,0mm \text{ c}/20cm \quad (128)$$

g) Detalhamento final:

Conforme o dimensionamento geométrico e do cálculo das armaduras acima concluídos, chega-se ao seguinte detalhamento do bloco representado pela figura 17:

Figura 17 - Detalhamento final bloco BL 46



Fonte: o autor

Utilizando-se de ferramentas eletrônicas, tornou-se possível o dimensionamento geométrico de cada bloco, bem como o detalhamento de suas armaduras.

Levando-se em consideração a proximidade dos resultados dos dimensionamentos de alguns blocos e, visando maior agilidade no momento da execução, além de seguir a metodologia apresentada no projeto já executado, optou-se por padronizar as dimensões dos blocos conforme o grau de carregamento dos pilares. Assim, optou-se por três modelos de blocos sobre duas estacas, onde as dimensões geométricas são as mesmas, mas há variação no detalhamento das armaduras. Na tabela 12 estão descritos os principais detalhes desses blocos adotados:

Tabela 12 – Detalhes dos blocos dimensionados para o novo projeto proposto

<i>Bloco</i>	<i>Comprimento “L” (cm)</i>	<i>Largura “B” (cm)</i>	<i>Altura “H”(cm)</i>	<i>Armadura Principal</i>	<i>Armadura Pele</i>	<i>Armadura Transversal</i>	<i>Armadura Superior</i>
BL 01	150,00	60,00	45,00	4 Ø12,5mm	3 Ø8,0mm	14 Ø8,0mm	4 Ø10,0mm
BL 02	150,00	60,00	45,00	7 Ø12,5mm	3 Ø8,0mm	14 Ø8,0mm	4 Ø12,5mm
BL 03	150,00	60,00	45,00	8 Ø12,5mm	3 Ø8,0mm	14 Ø8,0mm	4 Ø12,5mm

Fonte: o autor

As informações completas sobre cada um dos blocos adotados, bem como seus detalhamentos e pilares a que se referem podem ser observados na planilha apresentada no apêndice C. Já o projeto final proposto pode ser observado nos anexos E e F.

4.5 Verificação da estaca em relação à carga atuante

Uma verificação importante a ser realizada na estaca é com relação à carga atuante (P_i) responsável pela flexão da mesma. Neste processo, os eixos x e y são os eixos principais de inércia e as estacas devem ser do mesmo tipo, verticais e de mesmo diâmetro e comprimento.

A fórmula abaixo representa a carga atuante numa estaca genérica i, de coordenadas (x, y):

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (129)$$

onde:

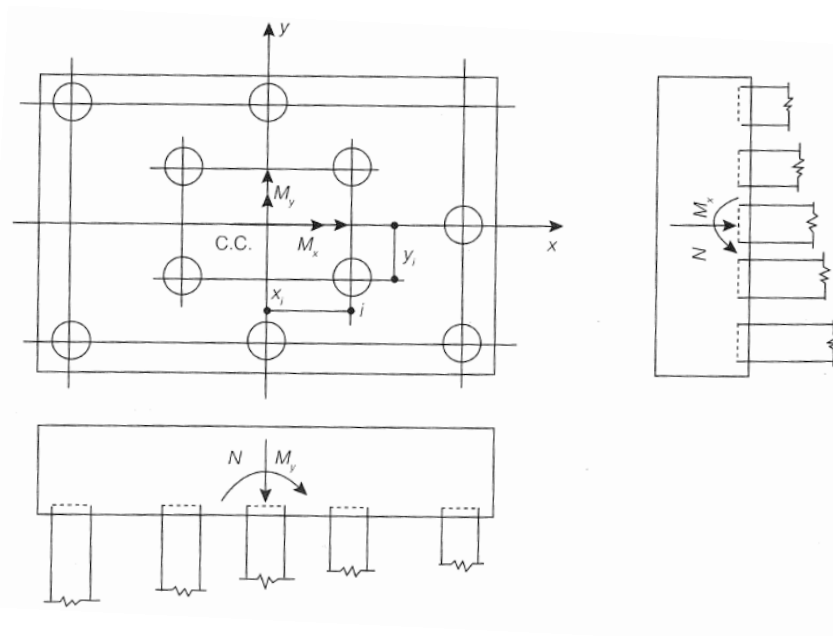
N = carga vertical resultante, na cota de arrasamento das estacas (incluindo o peso próprio do bloco);

n = número de estacas;

M_x e M_y = momentos na cota de arrasamento das estacas.

Os sinais a serem considerados na fórmula dependerão da posição da estaca (+ ou -). A figura 18 mostra as faces de um bloco, bem como a forma que a carga atuante age sobre ele:

Figura 18 – Cargas atuantes no bloco.



Fonte: (ALONSO, 2010, p. 79)

A resolução do problema de estaqueamento sujeito a momentos se dá por tentativas, lançando-se um estaqueamento e calculando-se as cargas atuantes nas estacas. Este será aceito se a carga nas estacas for menor ou igual às suas cargas admissíveis de tração (-) ou de compressão (+).

Para melhor esclarecimento, demonstrou-se a seguir a verificação das estacas sobre o pilar P46 quanto à carga atuante de acordo com os dados a seguir:

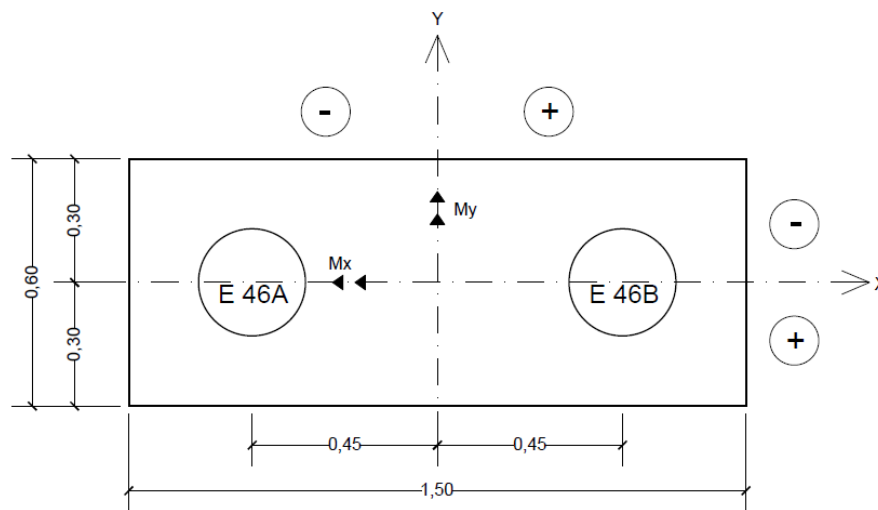
- P_{46A} = carga atuante na estaca E 46A
- P_{46B} = carga atuante na estaca E 46B
- $N = 601,26 \text{ KN}$

- $M_x = 0,00 \text{ KN.m}$
- $M_y = 28,35 \text{ KN.m}$
- $n = 02 \text{ estacas}$
- $x_i = 0,45 \text{ m}$
- $y_i = 0,00 \text{ m}$
- $\Sigma x_i^2 = 2 \times 0,45^2 = 0,405 \text{ m}^2$
- $\Sigma y_i^2 = 2 \times 0,00^2 = 0,00 \text{ m}^2$
- $N_k = 706,32 \text{ KN}$

a) Verificação das cargas atuantes

A figura 19 abaixo ilustra o bloco que será verificado com relação à carga atuante:

Figura 19 – Cargas atuantes no bloco B 46.



Fonte: o autor

$$P_{E\ 46A} = \frac{601,26}{2} - \frac{132,58 \times 0,45}{0,405} \pm 0 \quad (130)$$

$$P_{E\ 46A} = 153,32 \text{ KN}$$

$$P_{E\ 46B} = \frac{601,26}{2} + \frac{132,58 \times 0,45}{0,405} \pm 0 \quad (131)$$

$$P_{E\ 46B} = 447,94 \text{ KN}$$

Comparando os resultados obtidos com a carga admissível da estaca de compressão (706,32KN) ou tração (73,58KN), tem-se:

$$P_{E\ 46A} = 153,32KN < N_k = 706,32KN \rightarrow OK$$

$$P_{E\ 46B} = 447,94KN < N_k = 706,32KN \rightarrow OK$$

Utilizando-se de planilha eletrônica criada com a ajuda do software Excel, foi realizada a verificação de cada estaca do projeto proposto. Os resultados obtidos podem ser observados no apêndice D.

5 QUANTITATIVOS DAS FUNDAÇÕES

5.1 Levantamentos de quantitativos dos insumos e serviços

Um dos principais motivadores para a realização do estudo de uma nova proposta de projeto para o projeto estudado foi uma possível redução dos custos de execução da obra. Para tanto se fez necessário o levantamento do quantitativo de insumos e serviços para, assim, equiparar os sistemas construtivos analisados e apresentar aquele que se mostrasse o mais viável economicamente para a edificação.

As planilhas 01 e 02 destacam os serviços, insumos e seus quantitativos tanto para a fundação em estaca tipo hélice contínua quanto para a fundação em estaca cravada em concreto armado:

Planilha 1- Resumo de quantitativos (serviços e insumos para fundação com estacas tipo hélice contínua).

Etapa	Elemento	Unidade	Total
Estaqueamento	Mobilização e desmobilização de perfuratriz	unid.	1,00
	Perfuração de estaca hélice contínua d=30cm	m	3.926,00
	Retirada de terra excedente	m ³	347,00
	Aço CA 50 6.3mm	kg	1.351,00

	Aço CA 50 12,5mm	kg	9.610,00
	Roletes espaçadores	unid.	5.824,00
	Concreto fck 20MPa	m ³	278,00
Blocos de coroamento	Escavação mecanizada	m ³	577,00
	Arrasamento de estacas	unid.	182,00
	Lastro de concreto magro e=5cm	m ³	11,00
	Fôrma de chapa compensada plastificada	m ²	574,00
	Aço CA 50 6.3mm (+10%)	kg	2.353,94
	Aço CA 50 12.5mm (+10%)	kg	3.456,47
	Concreto (+10%)	m ³	185,00

Fonte: o autor

Planilha 2 - Resumo de quantitativos (serviços e insumos para fundação - estacas cravadas tipo pré-moldadas).

Etapa	Elemento	Unidade	Total
Estaqueamento	Mobilização e desmobilização de bate estaca	unid.	1,00
	Cravação de estaca pré-moldada seção circular d=26cm	m	3.224,00
	Emenda de estaca por solda	unid.	184,00
Bloco de coroamento	Escavação mecanizada	m ³	200,50
	Arrasamento de estaca	unid.	182,00
	Lastro de concreto magro e=5cm	m ²	6,50
	Fôrma de chapa compensada plastificada	m ²	192,00
	Aço CA 50 8.0mm (+10%)	kg	2.203,14
	Aço CA 50 10.0mm (+10%)	kg	131,99
	Aço CA 50 12.5mm (+10%)	kg	1.652,06
Concreto (+10%)	m ³	41,00	

Fonte: o autor

5.2 Levantamentos de custos

Tendo sido feito o levantamento dos quantitativos dos projetos, passou-se à realização de cotações frente à empresas idôneas prestadoras de serviços. Os valores apresentados foram levantados em conta apenas com o caráter acadêmico, não sendo considerados descontos, validade de propostas ou qualquer condição similar que viesse a influenciar nos valores finais. Além disso, os valores finais apresentados foram alcançados, segundo às empresas consultadas, por meio de tabelas do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e índices de Construção Civil (SINAPE), além de custos homem-hora de mão de obra, acrescidos de encargos sociais e trabalhistas, posteriormente divididos pelas horas trabalhadas

ao mês, conforme rege o Sindicato Intermunicipal das Indústrias da Construção e do Mobiliário do Sul de Minas (SINDUSCON) e demais órgãos competentes para o ano de 2018.

As planilhas 03 e 04 demonstram os custos para implantação de cada um dos projetos de fundações analisados, em função dos quantitativos de serviços unitários obtidos por empresas prestadoras de serviço. Para efeitos de orçamento, foram considerados apenas os custos diretos envolvidos na execução de cada infraestrutura.

Planilha 3 - Orçamento para execução de projeto de fundação em estacas tipo hélice contínua.

Discriminação	Unid.	Quant.	Cust. Unit.	Cust. Total
Estaqueamento				R\$ 346.377,90
Mobilização e desmobilização de perfuratriz e equipamentos	unid.	1,00	R\$ 20.000,00	R\$ 20.000,00
Perfuração de estaca hélice contínua d=30cm	m	3.926,00	R\$ 35,00	R\$ 137.410,00
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m³	347,00	R\$ 17,30	R\$ 6.003,10
Armação de estaca com aço CA 50 6.3mm (posto em obra)	kg	1.351,00	R\$ 5,40	R\$ 7.295,40
Armação de estaca com aço CA 50 12.5mm (posto em obra)	kg	9.610,00	R\$ 7,70	R\$ 73.997,00
Roletes espaçadores	unid.	5.824,00	R\$ 3,85	R\$ 22.442,40
Concreto usinado bambeável fck 20MPa	m³	278,00	R\$ 285,00	R\$ 79.230,00
Blocos de coroamento				R\$ 169.473,90
Escavação mecanizada de valas	m³	577,00	R\$ 4,05	R\$ 2.336,85
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m³	721,00	R\$ 17,30	R\$ 12.473,30
Arrasamento de estacas	unid.	182,00	R\$ 45,60	R\$ 8.299,20
Lastro de concreto magro e=5cm	m³	11,00	R\$ 232,55	R\$ 2.558,05
Fôrma de chapa compensada 12mm, montagem e desmontagem	m²	574,00	R\$ 64,35	R\$ 36.936,90
Armação de blocos usando aço CA 50 6.3mm (posto em obra)	kg	2.353,94	R\$ 5,40	R\$ 12.711,28
Armação de blocos usando aço CA 50 12.5mm (posto em obra)	kg	3.456,47	R\$ 7,70	R\$ 26.614,82
Concreto usinado bambeável fck 20 MPa	m³	185,00	R\$ 285,00	R\$ 52.725,00
Adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m³	185,00	R\$ 80,10	R\$ 14.818,50
Custo Total (R\$)				R\$ 515.851,80

Fonte: o autor

Planilha 4 - Orçamento para execução de projeto de fundação em estacas cravadas tipo pré-moldadas.

Discriminação	Unid.	Quant.	Cust. Unit.	Cust. Total
Estaqueamento				R\$ 393.020,00
Mobilização e desmobilização do bate estaca e equipamentos	unid.	1,00	R\$ 7.500,00	R\$ 7.500,00

Cravação de estaca pré-moldada seção circular d=26	m	3.224,00	R\$ 117,50	R\$ 378.820,00
Emenda em solda para estaca pré-moldada	unid.	184,00	R\$ 50,00	R\$ 9.200,00
Blocos de coroamento				R\$ 71.160,74
Escavação mecanizada de valas	m ³	200,50	R\$ 4,05	R\$ 812,03
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m ³	251,00	R\$ 17,30	R\$ 4.342,30
Arrasamento de estacas	unid.	182,00	R\$ 45,60	R\$ 8.299,20
Lastro de concreto magro e=5cm	m ³	6,50	R\$ 232,55	R\$ 1.511,58
Fôrma de chapa compensada 12mm, montagem e desmontagem	m ²	192,00	R\$ 64,35	R\$ 12.355,20
Armação de blocos usando aço CA 50 8.0mm (posto em obra)	kg	2.203,14	R\$ 6,35	R\$ 13.989,94
Armação de blocos usando aço CA 50 10.0mm (posto em obra)	kg	131,99	R\$ 7,05	R\$ 930,53
Armação de blocos usando aço CA 50 12.5mm (posto em obra)	kg	1.652,06	R\$ 7,70	R\$ 12.720,86
Concreto usinado bombeável fck 25MPa	m ³	41,00	R\$ 315,00	R\$ 12.915,00
Adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m ³	41,00	R\$ 80,10	R\$ 3.284,10
Custo Total (R\$)				R\$ 464.180,74

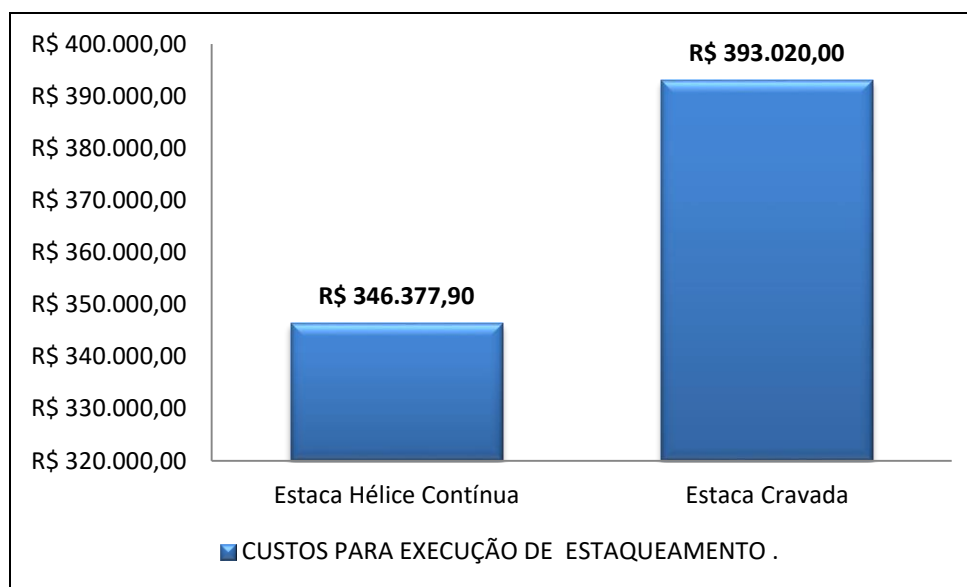
Fonte: o autor

5.3 Análise dos resultados

Verificando as planilhas de custos apresentadas, se pode observar que alguns detalhes causam um maior impacto no custo final de cada tipo de fundações. De forma resumida, esses resultados podem ser mais claramente observados nos gráficos apresentados a seguir.

A figura 20 mostra um comparativo de custos entre os modelos de estaqueamento estudados:

Figura 20 - Comparativo de custos para os serviços de estaqueamento



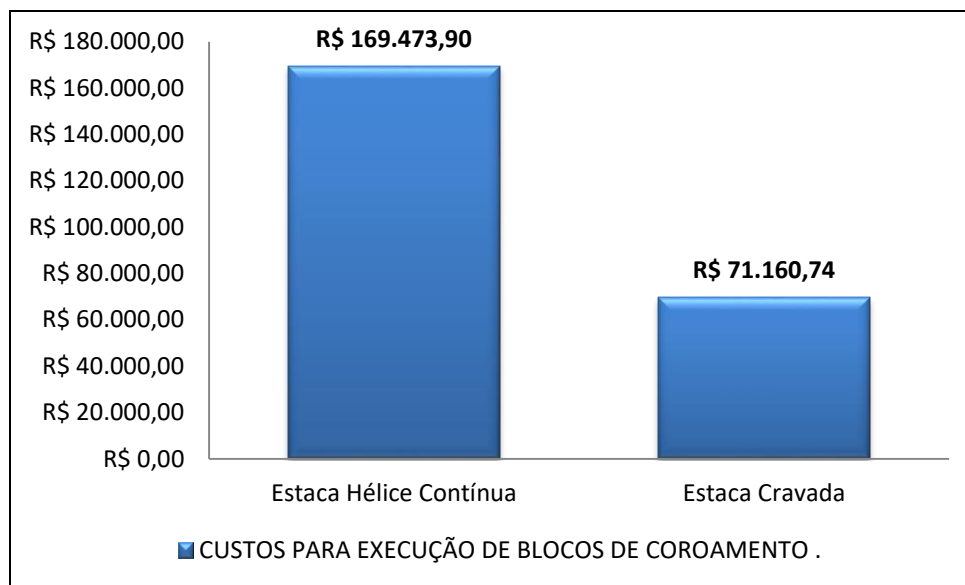
Fonte: o autor

Pelo gráfico da figura 20 é possível observar que o custo de execução das estacas cravadas em concreto pré-moldado ficou em aproximadamente 13,47% maior que a execução das estacas tipo hélice contínua. Esta diferença se deve principalmente a dois fatores:

- Valor elevado das estacas pré-moldadas;
- Baixo volume de armadura das estacas tipo hélice contínua, pois, como observado no projeto executado, estas não ultrapassam a profundidade de 6,00m.

Quanto aos custos dos blocos de coroamento, têm-se os seguintes valores ilustrados no gráfico da figura 21:

Figura 21 - Comparativo de custos para execução dos blocos de coroamento

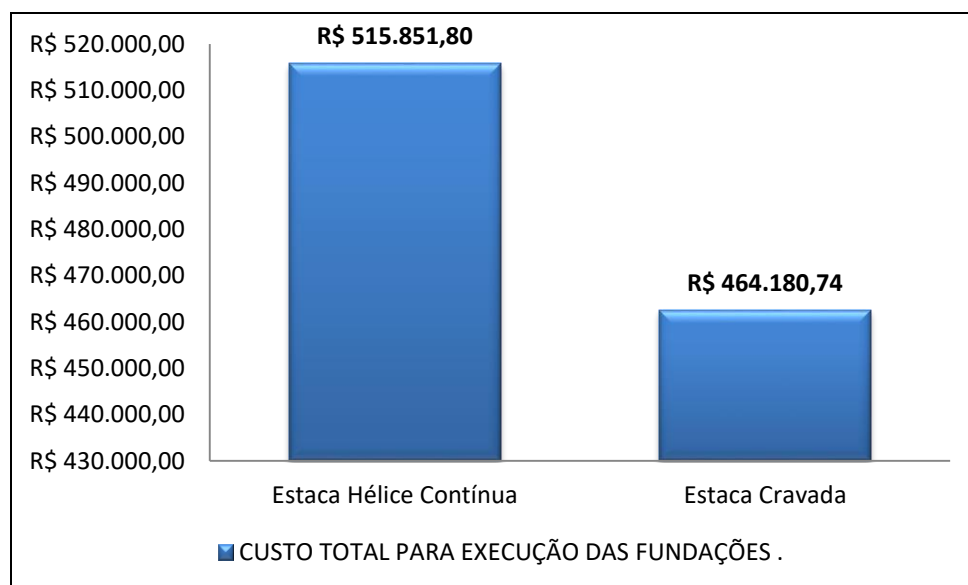


Fonte: o autor

Com relação ao comparativo dos custos dos blocos de coroamento, observou-se claramente que os blocos dimensionados sobre as estacas tipo hélice contínua obtiveram um custo bem mais elevado, na ordem de 138,16%. Esse resultado se deve às dimensões geométricas dos blocos que, apesar de terem sido dimensionados igualmente sobre duas estacas, possuem maiores dimensões, interferindo diretamente no custo total da obra.

Assim, pode-se comparar a diferença entre o custo global das fundações estudadas no gráfico apresentado pela figura 22:

Figura 22 - Comparativo de custo global das fundações



Fonte: o autor

Diante dos custos finais dos dois projetos analisados, percebeu-se que o projeto de fundação proposto em estaca cravada pré-moldada em concreto armado apresentou uma melhor viabilidade econômica, tendo ficado na ordem de 10,0% (R\$ 51.671,06) mais barato, quando comparado ao projeto original executado em estacas escavadas do tipo hélice contínua.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo possibilitou o pré-dimensionamento da fundação do tipo estaca cravada pré-moldada em concreto armado, propondo uma nova opção de fundação para o projeto de galpão já executado, a fim de observar a viabilidade técnica e econômica de ambas, optando por aquela que melhor se destacasse. Apesar do estudo geotécnico realizado revelar um solo de baixo N_{SPT} , os baixos carregamentos lançados nas fundações permitiram que as estacas do tipo cravadas se mostrassem mais econômicas por atingirem cotas de parada menos profundas. Esse fato refletiu de forma positiva na redução da profundidade das estacas.

Analisando a viabilidade econômica, comparando as estacas executadas tipo hélice contínua com as estacas propostas tipo cravadas, as primeiras se mostraram mais favoráveis, apesar de possuírem comprimentos de fuste mais elevados. Esse fato se deu principalmente pelo projeto das mesmas considerar armaduras apenas nos seis primeiros metros.

Com relação aos blocos de coroamento dimensionados sobre as estacas cravadas, estes apresentaram elevada importância para a redução dos custos totais do projeto de fundações proposto. Por possuírem dimensões geométricas menores que os blocos do projeto original executado, houve um menor consumo de material e de mão de obra para sua execução.

Ao final, o projeto de fundações proposto em estacas cravadas tipo pré-moldadas em concreto armado se mostrou de melhor viabilidade técnico/econômica que o projeto executado em estaca tipo hélice contínua. Portanto, deveria ter sido uma opção a ser considerada para a execução da obra estudada.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. Estacas pré-moldadas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p. p. 373-389.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2011
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010
- ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p. p. 345-348.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2010). Projeto e execução de fundações – NBR 6122/10. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2001). Sondagens de simples reconhecimento do solo – NBR 8464/01. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1983). Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – NBR 8036/83. Rio de Janeiro.
- BLÉVOT, J. **Annales de L’Institut Technique Du Batiment et des Travaux Publics**. 230. N.º. Vingtième Année. Institut Technique Du Batiment Et Des Travaux Publics, 1.967.
- BASTOS, P. S. S. **Apostila de Estruturas de Concreto I**. 2013. 71p. Apostiloa – Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru .
- BASTOS, P. S. S. **Apostila de Estruturas de Concreto III**. 2017. 68p. Apostiloa – Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru .
- 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**. 2014. 161p. Dissertação (Mestrado)-Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.
- CAMARGO, T. H. P. **Estudo comparativo de custos entre fundações profundas do tipo hélice contínua e pré-moldada de concreto armado**. 2016. 136p. Dissertação (Graduação)-Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, Varginha, 2016.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 2 vol. 6 ed. São Paulo: Ltc Editora, 1995
- CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2009**. In. Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho 3. Ed. – São Carlos: Ed UFSCAR, 2013. 368p.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **Fundações por estacas: projeto geotécnico** José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki. São Paulo: Oficina de texto, 2010.

COSTA, F. **Estacas para Fundações**. Ed. Ca Horácio Lane. 1956. 223p

DÉCOURT, L. Estacas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p. p. 265-301.

ESTEMCO FUNDAÇÕES E SONDAÇÕES. Disponível em: <<http://www.estemco.com.br/>>. Acesso em: 05/05/2017

GONZÁLEZ, Marco Aurélio Stumpf. **Noções de Orçamento e Planejamento de Obras**. São Leopoldo, RS: UNISINOS, 2007. Disponível em: <<http://www.engenhariaconcursos.com.br/arquivos/Planejamento/Nocoesdaorcamntoeplanejamentodeobras.pdf>>. Acesso em: 10/05/2017

Manual SH de formas para concreto e escoramentos metálicos. São Paulo: Pini, 2008

OLIVEIRA Antônio M. S; BRITO, Sérgio N. A. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

SCHINAID, FERNANDO. **Ensaio de campo e suas aplicações a engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2000

SOTEF ENGENHARIA. Disponível em: <<http://www.sotef.com.br/>>. Acesso em: 13/05/2017

TCPO, tabelas de composições de preços para orçamento, 14ed. São Paulo: PINI, 2012

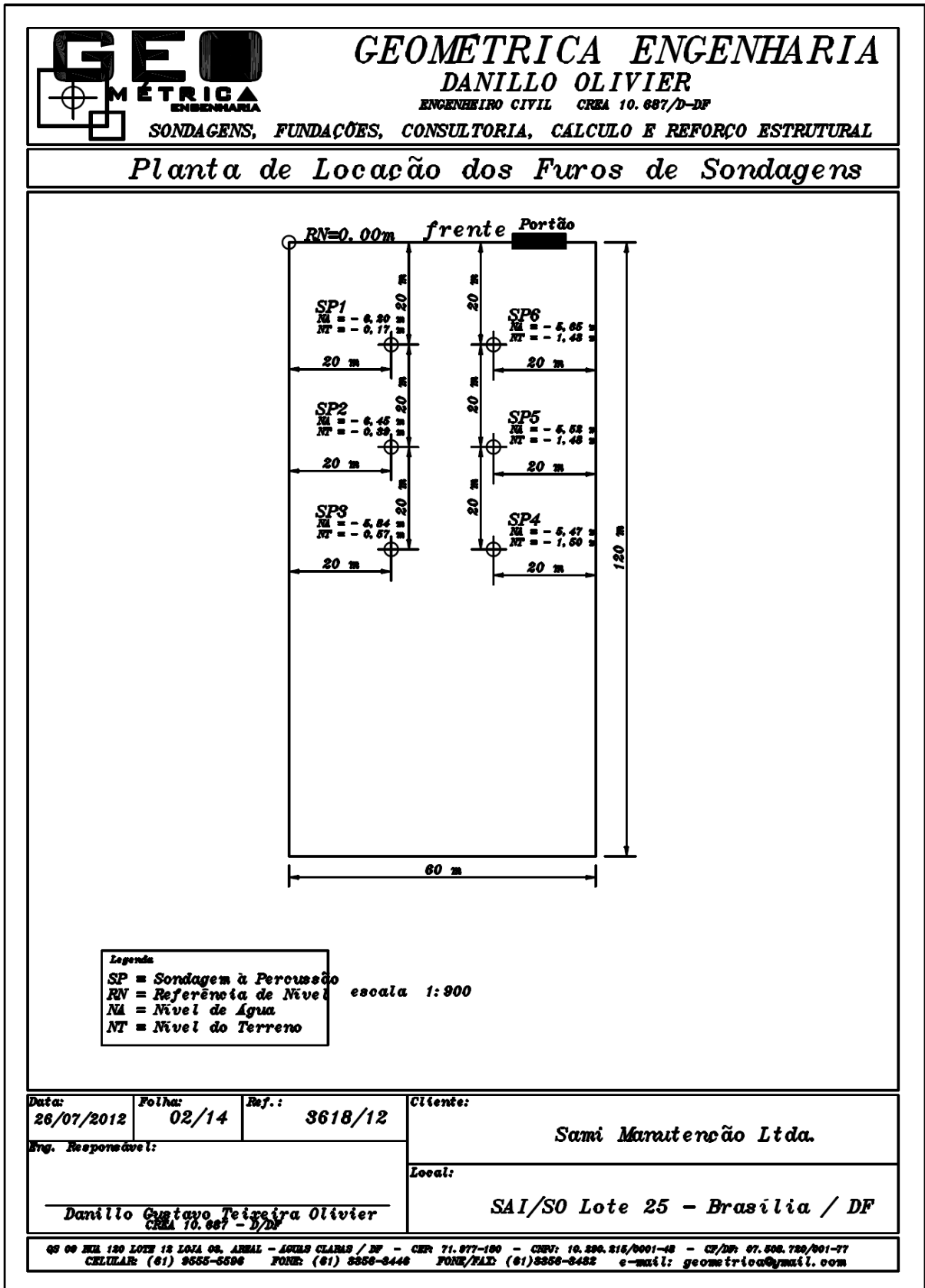
TEC GEOSONDAGENS E FUNDAÇÕES. Disponível em: <<http://www.tecgeo.com.br/>>. Acesso em: 08/05/2017

TISAKA, Maçahico: **Orçamento na Construção civil: consultoria, projeto e execução**. 2. Ed. rev. e ampl. São Paulo: Pini, 2011

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Concepção de Obras de Fundações. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p. p. 211-226

YAZAGI, W. **Fundações: A técnica de edificar** 11. Ed São Paulo: Pini, 2011

ANEXO A – Locação de sondagem SPT e relatórios





GEOMETRICA ENGENHARIA

DANILLO OLIVIER

ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF

SONDAGENS, FUNDACÕES, CONSULTORIA, CÁLCULO E REFORÇO ESTRUTURAL

Cliente:	Sami Manutenção Ltda.	Nº Furo:	SP1	Ref.:	3618/12	Folha:	03/14
Local:	SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	Data início:	23/07/2012		Data término:	23/07/2012	

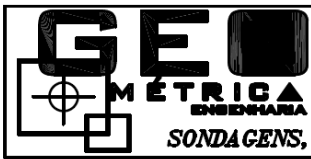
Profundidade (30cm)	N inicial	N final	Nível D'água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedida do Solo
				10	20	30	40		
1	-	-							<p>ARGILA SILTOSA VERMELHA DE MUITO MOLE A RIJA</p> <hr/> <p>SILTE ARGILOSO VERMELHO DE MEDIO A RIJO</p> <hr/> <p>SILTE POUCO ARENOSO BRANCO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO</p>
2	4	4							
3	2	2							
4	2	3							
5	4	3							
6	2	3							
7	4	5							
8	9	10							
9	8	8							
10	9	11							
11	11	12						10,45 m	
12	7	7							
13	11	10							
14	11	12							
15	13	12						14,45 m	
16	12	15							
17	22	27							
18	32	36						18,00 m	

REN: 0,00 m	Eng. Responsável:	Limite da Sondagem: - 20,70 m	Nível inicial (24h): - 6,20 m
Cota: - 0,17 m	Danillo Gustavo Teixeira Olivier CREA 10.687 - D/DF		Nível final (24h): - 6,20 m
QS 09 RUA 120 LOTE 12 LOJA 06. AREAL - ÁGUA CLARA / DF - CEP: 71.977-190 - CEPV: 10.200.214/0001-48 - C/DF: 07.506.780/001-77 CELULAR: (61) 9655-5596 FONE: (61) 3354-8446 FONE/FAX: (61) 3354-8432 e-mail: geometrica@gmail.com			

Profund. (m)		Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedida do Solo
N (30cm) inicial	N (30cm) final	10	20	30	40		
19	44	46					SILTE POUCO ARENOSO BRANCO MUITO COMPACTO
20	52	54					
21	53	54				20,70 m	
22	70/237/10						
23	-	-					
24	-	-					
25	-	-					
26	-	-					
27	-	-					
28	-	-					
29	-	-					
30	-	-					
31	-	-					
32	-	-					
33	-	-					
34	-	-					
35	-	-					
36	-	-					

REN: 0,00 m	Eng. Responsável:	Limite da Sondagem	NA inicial:
Cota: - 0,17 m	Danillo Gustavo Teixeira Olivier CREA 10.687 - D/DF	- 20,70 m	- 6,20 m
			NA final (24h): - 6,20 m

95 09 RUA 120 LOTE 18 LOTA 08. AREAL - AGULAS CLARAS / DF - CEP: 71.977-190 - CNPJ: 10.296.215/0001-48 - C/P/DF: 07.508.780/001-77
 CELULAR: (61) 3555-5596 FONE: (61) 3356-3448 FONE/FAX: (61) 3356-3482 e-mail: geometrica@gmail.com



GEOMETRICA ENGENHARIA

DANILLO OLIVIER

ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF

SONDAGENS, FUNDACÕES, CONSULTORIA, CALCULO E REFORÇO ESTRUTURAL

Cliente:	Sami Manutenção Ltda.	Nº Pare:	SP2	Ref.:	3618/12	Folha:	05/14
Local:	SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	Data Inicio:	23/07/2012	Data término:	24/07/2012		

Profund. N (30cm) inicial	N (30cm) final	Nível D' água	Indice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedita do Solo
			10	20	30	40		
1	-	-						<p>ARGILA SILTOSA VERMELHA DE MOLE A MEDIA</p> <p>SILTE ARGILOSO VERMELHO MEDIO</p> <p>SILTE POUCO ARENOSO BRANCO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO</p>
2	4	4						
3	4	4						
4	5	6						
5	5	4						
6	4	4						
7	4	4						
8	5	6						
9	7	8						
10	6	7						
11	8	8					10,45 m	
12	8	9						
13	9	10						
14	10	10					13,45 m	
15	11	13						
16	9	9						
17	16	19						
18	11	19					18,00 m	

RX:	0,00 m	Eng. Responsável:	Danillo Gustavo Teixeira Olivier	Límite da Sondagem:	20,00 m	Profundidade total:	6,45 m
Cota:	- 0,39 m	CREA 10.687 - D/DF				Profundidade total (24h):	6,45 m

QS 00 BR 120 LOTE 12 LOTA 06, ANHAL - ÁGUAS CLARAS / DF - CEP: 71.977-100 - CNU: 10.220.216/0001-68 - CP/DF: 07.608.720/001-77
 CELULAR: (61) 9665-6596 FONE: (61) 3258-8448 FONE/FAX: (61) 3258-8488 e-mail: geometrica@gmail.com

Profundidade (30cm)			Nível D'água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expressa do Solo
N inicial	N final	10		20	30	40			
19	20	25						SILTE POUCO ARENOSO BRANCO DE COMPACTO A MUITO COMPACTO 20,00 m	
20	35	39							
21	48	58							
22	-	-							
23	-	-							
24	-	-							
25	-	-							
26	-	-							
27	-	-							
28	-	-							
29	-	-							
30	-	-							
31	-	-							
32	-	-							
33	-	-							
34	-	-							
35	-	-							
36	-	-							

Client: Sami Manutenção Ltda.	N Furo: SP2	Ref.: 3618/12	Fecha: 06/14
Local: SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	Data Inicio: 23/07/2012	Data término: 24/07/2012	
EN: 0,00 m	Eng. Responsável: Danillo Gustavo Teixeira Olivier	Límite da Sondagem: - 20,00	Profundidade final (24h): - 6,45 m
Cota: - 0,39 m	CREA 10.687 - D/DF		

Q6 09 INE 120 LOTE 15 LOTA 04, AREAL - ÁGUAS CLARAS / DF - CEP: 71.977-100 - CPF: 10.506.216/0001-48 - CP/DF: 07.506.720/001-77
 CELULAR: (01) 9555-5596 FONE: (01) 3356-8448 FONE/FAX: (01) 3356-8492 e-mail: geometrica@gmail.com



GEOMETRICA ENGENHARIA
SONDAGENS, FUNDAÇÕES, CONSULTORIA, CALCULO E REFORÇO ESTRUTURAL

GEOMETRICA ENGENHARIA
DANILLO OLIVIER
ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF

Cliente: Sami Manutenção Ltda.	N.º Furo: SP3	Ref.: 3618/12	Folhas: 08/14
Local: SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	Data Inicio: 24/07/2012	Data término: 24/07/2012	

Profund. (30cm)	N inicial	N final	Nível D'água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedida do Solo
				10	20	30	40		
19	16	20							SILTE ARGILOSO VERMELHO DURO
20	26	31							
21	26	21						20,45 m	SILTE POUCO ARENOSO BRANCO DE COMPACTO A MUITO COMPACTO
22	27	36						21,73 m	
23	57/24	87/19							
24	-	-							
25	-	-							
26	-	-							
27	-	-							
28	-	-							
29	-	-							
30	-	-							
31	-	-							
32	-	-							
33	-	-							
34	-	-							
35	-	-							
36	-	-							

RR: 0,00 m	Eng. Responsável: Danillo Gustavo Teixeira Olivier <small>CREA 10.687 - D/DF</small>	Limite da Sondagem Inicial: - 5,84 m Final (24h): - 5,84 m
Cotas: - 0,57 m	Cota do Furo: - 21,73 m	

08 00 RUA 199 LOTE 12 LOJA 02. AREAL - AGUAS CLARAS / DF - CEP: 71.977-100 - CNU: 10.890.816/0001-68 - CF/DF: 07.608.720/001-97
 CELULAR: (61) 8655-5598 FONE: (61) 8656-8446 FONE/FAX: (61) 8656-8482 e-mail: geometrica@gmail.com



GEOMETRICA ENGENHARIA
SONDAGENS, FUNDAÇÕES, CONSULTORIA, CALCULO E REFORÇO ESTRUTURAL

GEOMETRICA ENGENHARIA
DANILLO OLIVIER
ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF

Cliente: Sami Manutenção Ltda.	Nº Furo: SP4	Ref.: 3618/12	Folha: 09/14
Local: SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	Data início: 24/07/2012	Data término: 24/07/2012	

Profund. (30cm)	N inicial	N final	Nível D. água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedida do Solo
				10	20	30	40		
1	-	-							<p>ARGILA SILTOSA VERMELHA DE MUITO MOLE A MEDIA</p> <hr style="border: 1px solid black;"/> <p>SILTE ARGILOSO VERMELHO DE MEDIO A RIJO</p>
2	4	3							
3	2	2							
4	3	4							
5	4	4							
6	3	2	▼						
7	2	2							
8	2	2							
9	5	7							
10	4	4							
11	7	8						10,45 m	
12	9	11							
13	9	8							
14	8	8							
15	8	12							
16	16	17							
17	13	10							
18	8	8						18,00 m	

RK: 0,00 m	Eng. Responsável: Danillo Gustavo Teixeira Olivier <small>CREA 10.687 - D/DF</small>	Limite da Sondagem: 22,52 m	Profundidade total: 5,47 m Profundidade (24h): 5,47 m
-------------------	--	------------------------------------	--

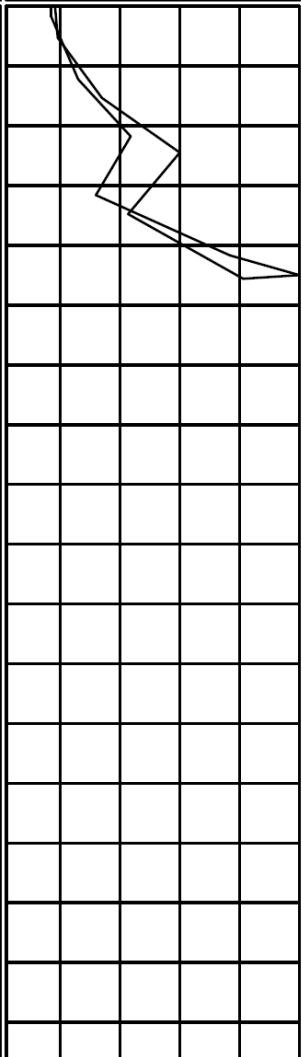
09 09 RUA 120 LOTE 18 LOJA 02. ANILAL - LAGOS CLARAS / DF - CEP: 71.077-100 - CUNY: 10.200.215/0001-48 - C7/DF: 07.800.720/001-07
 CELULAR: (61) 9555-5598 FONE: (61) 3355-3446 FONE/FAX: (61) 3355-3432 e-mail: geomtrica@gmail.com



GEOMETRICA ENGENHARIA
DANILLO OLIVIER
ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF

GEOMETRICA ENGENHARIA
DANILLO OLIVIER
ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF
SONDAGENS, FUNDAÇÕES, CONSULTORIA, CALCULO E REFORÇO ESTRUTURAL

Cliente: Sami Manutenção Ltda.	N.º Furo: SP4	Ref.: 3618/12	Folha: 10/14
Local: SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	Data início: 24/07/2012	Data término: 24/07/2012	

Profund. (30cm)	N (30cm)		Nível D'água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedida do Solo
	inicial	final		10	20	30	40		
19	8	9							SILTE POUCO ARENOSO BRANCO DE MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO
20	13	17							
21	22	30							
22	16	22							
23	38	41							
24	40/7	-							
25	-	-							
26	-	-							
27	-	-							
28	-	-							
29	-	-							
30	-	-							
31	-	-							
32	-	-							
33	-	-							
34	-	-							
35	-	-							
36	-	-							

RK: 0,00 m	Eng. Responsável: Danillo Gustavo Teixeira Olivier CREA 10.687 - D/DF	Limite da Sondagem: - 22,52 m	NA inicial: - 5,47 m NA final (24h): - 5,47 m
-------------------	---	--------------------------------------	--

08 09 BR 120 LOTE 15 LOJA 06. ANBAL - LOJAS CLAMS / DF - CEP: 71.077-100 - CNPJ: 10.200.215/0001-48 - C/P: 07.508.720/001-77
 CELULAR: (61) 9555-5596 FONE: (61) 3358-3448 FONE/FAX: (61) 3358-8482 e-mail: geometrica@gmail.com

Profund. (30cm)			Nível D. água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedita do Solo
N inicial	N final	10		20	30	40			
1	-	-						ARGILA SILTOSA VERMELHA DE MUITO MOLE A MEDIA	
2	4	4							
3	2	2							
4	2	2							
5	2	2							
6	2	2	▽						8,45 m
7	2	2						SILTE ARGILOSO VERMELHO MEDIO	
8	3	4							
9	6	7							
10	8	10							14,45 m
11	10	10						SILTE POUCO ARENOSO BRANCO MEDIANAMENTE COMPACTO	
12	7	6							
13	8	10							
14	5	7							18,00 m
15	16	19							
16	13	14							
17	13	19							
18	15	16							


Cliente:	Sami Manutenção Ltda.		Nº Furo:	SP5	Ref.:	3618/12	Folha:	11/14
Local:	SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF		Data Inicio:	25/07/2012		Data término:	25/07/2012	
RK:	0,00 m	Eng. Responsável:	Danillo Gustavo Teixeira Olivier			Limite da Sondagem	NA Inicial: - 5,52 m	
Cota:	- 1,48 m		CREA 10.687 - D/DF				NA Final (24h): - 5,52 m	
<small> Q8 08 RUA 120 LOTE 12 LOJA 08, ABRIL - ÁGUAS CLARAS / DF - CEP: 71.977-180 - CNU: 16.290.215/0001-48 - CR/DI: 07.608.720/001-77 CELULAR: (61) 9555-5596 FONE: (61) 3555-6446 FONE/FAX: (61) 3555-6432 e-mail: geometrica@ymail.com </small>								



GEOMETRICA ENGENHARIA
DANILLO OLIVIER
ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF

GEOMETRICA ENGENHARIA
DANILLO OLIVIER
ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF
SONDAGENS, FUNDACOES, CONSULTORIA, CALCULO E REFORCO ESTRUTURAL

Cliente: **Sami Manutenção Ltda.** N.º Pare: **SP5** Ref.: **3618/12** Folha: **12/14**
 Local: **SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF** Data Inicio: **25/07/2012** Data término: **25/07/2012**

Profund. (30cm)	N inicial	N final	Nível D. água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedita do Solo
				10	20	30	40		
19	24	23							SILTE POUCO ARENOSO BRANCO DE COMPACTO A MUITO COMPACTO
20	32	37					19,70 m		
21	64/2439/10								
22	-	-							
23	-	-							
24	-	-							
25	-	-							
26	-	-							
27	-	-							
28	-	-							
29	-	-							
30	-	-							
31	-	-							
32	-	-							
33	-	-							
34	-	-							
35	-	-							
36	-	-							

RX: **0,00 m** Eng. Responsável: **Danillo Gustavo Teixeira Olivier** CREA 10.687 - D/DF
 Cota: **- 1,48 m** Limite da Sondagem total: **- 5,52 m**
 - 19,70 m (Nível final (24h): **- 5,52 m**)



GEOMETRICA ENGENHARIA

DANILLO OLIVIER

ENGENHEIRO CIVIL CREA 10.687/D-DF

SONDAGENS, FUNDACOES, CONSULTORIA, CALCULO E REFORCO ESTRUTURAL

Ciente:	Sami Manutenção Ltda.	N Furo:	SP6	Ref.:	3618/12	Folhas:	13/14
Local:	SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	Data Inicio:	25/07/2012	Data término:	25/07/2012		

Profund. (m)	N (30cm) inicial	N (30cm) final	Nível D. água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedita do Solo
				10	20	30	40		
1	-	-							ARGILA SILTOSA VERMELHA MUITO MOLE
2	7	8							
3	2	2							
4	2	2							
5	2	2							
6	2	2	▼						
7	2	2							SILTE ARGILOSO VERMELHO DE MEDIO A DURO
8	2	3							
9	7	9						8,45 m	
10	11	13							
11	8	8							
12	7	8							
13	8	8							
14	12	13							
15	17	19							
16	9	8							
17	7	7							
18	15	20						18,00 m	

RR:	0,00 m	Eng. Responsável:	Danillo Gustavo Teixeira Olivier	Limite da Sondagem:	21,49 m	Nível inicial:	- 5,65 m
Cotas:	- 1,43 m		CREA 10.687 - D/DF			Nível final (24h):	- 5,65 m

QS 09 BUA 120 LOTE 25 LOJA 08, ANILAL - ÁGUA CLARA / DF - CEP: 71.977-100 - CNPJ: 10.200.216/0001-48 - CP/DF: 07.508.720/001-77
 CELULAR: (61) 9555-5506 FONE: (61) 3250-8448 FONE/FAX: (61) 3250-8483 e-mail: geometrica@gmail.com

Profund.		N (30cm)		Nível D. água	Índice de Resistência à Penetração				Perfil do Terreno	Classificação Expedida do Solo
		inicial	final		10	20	30	40		
19	18	21							19,45 m	SILTE ARGILOSO VERMELHO DURO
20	22	23								
21	29	33							21,49 m	SILTE POUCO ARENOSO BRANCO DE COMPACTO A MUITO COMPACTO
22	37	39								
23	40/4	-								
24	-	-								
25	-	-								
26	-	-								
27	-	-								
28	-	-								
29	-	-								
30	-	-								
31	-	-								
32	-	-								
33	-	-								
34	-	-								
35	-	-								
36	-	-								

Cliente: Sami Manutenção Ltda. Local: SAI/SO Lote 25 - Brasília / DF	N.º Furo: SP6 Data Início: 25/07/2012	Ref.: 3618/12 Data Término: 25/07/2012	Folha: 14/14
RK: 0,00 m Cotas: - 1,43 m	Eng. Responsável: Danillo Gustavo Teixeira Olivier CREA 10.687 - D/DF	Limite da Sondagem: - 21,49 m	Profundidade Total: - 5,65 m Profundidade (24h): - 5,65 m

QS 09 RUA 180 LOTE 18 LOJA 08, ANIL - ÁGUAS CLARAS / DF - CEP: 71.977-100 - CNPJ: 10.590.216/0001-48 - CP/DF: 07.508.730/001-77
 CELULAR: (61) 9555-5596 FONE: (61) 3350-8448 FONE/FAX: (61) 3350-8482 e-mail: geometrica@uol.com

ANEXO B – Tabela de cargas dos pilares

QUADRO PELA ENVOLTÓRIA DE COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS EM SERVIÇO					
CARGAS NOMINAIS - REAÇÕES (Unidades: tf; tf * metro)					
APOIO	COMBINAÇÃO	Hx	Hy	Nz	My
1	Máxima	0,757	0,215	29,394	4,097
	Mínima	-0,740	-0,011	5,692	-8,583
2	Máxima	0,176	0,513	58,792	2,336
	Mínima	-1,406	0,003	10,700	-8,895
3	Máxima	0,210	0,506	58,083	2,592
	Mínima	-1,329	0,008	12,147	-12,017
4	Máxima	0,219	0,506	58,097	2,692
	Mínima	-1,241	0,006	12,464	-11,727
5	Máxima	0,248	0,506	58,134	2,197
	Mínima	-1,330	0,008	12,145	-7,011
6	Máxima	0,274	0,513	58,686	2,417
	Mínima	-1,284	0,003	10,704	-6,663
7	Máxima	0,411	0,211	29,355	3,330
	Mínima	-1,346	-0,013	5,687	-8,388
8	Máxima	0,843	1,174	27,040	4,138
	Mínima	-1,292	-1,616	-6,088	-11,450
9	Máxima	0,146	2,122	51,493	2,220
	Mínima	-1,465	-2,783	-16,584	-9,323
10	Máxima	0,211	2,062	50,353	2,655
	Mínima	-1,345	-2,760	-15,554	-12,067
11	Máxima	0,189	2,276	50,981	2,364
	Mínima	-1,253	-2,925	-16,669	-11,316
12	Máxima	0,278	2,062	50,405	2,057
	Mínima	-1,378	-2,760	-15,551	-6,821
13	Máxima	0,251	2,117	51,742	2,266
	Mínima	-1,284	-2,730	-16,544	-6,353
14	Máxima	0,905	1,176	27,232	6,196
	Mínima	-1,404	-1,577	-6,064	-8,761
15	Máxima	0,813	1,902	25,918	3,984
	Mínima	-1,609	-0,690	-0,463	-13,707
16	Máxima	0,166	3,153	51,890	2,525
	Mínima	-1,521	-1,107	-2,358	-9,791
17	Máxima	0,216	3,079	50,570	2,864
	Mínima	-1,401	-1,080	-2,395	-12,516
18	Máxima	0,190	3,302	50,983	2,732
	Mínima	-1,303	-1,243	-2,999	-12,225
19	Máxima	0,234	3,082	50,624	2,158
	Mínima	-1,435	-1,080	-2,390	-6,882
20	Máxima	0,236	3,113	51,247	2,202
	Mínima	-1,318	-1,077	-1,970	-6,470
21	Máxima	1,148	1,892	25,535	7,936
	Mínima	-1,362	-0,581	0,026	-8,531
22	Máxima	0,765	0,018	26,055	3,436
	Mínima	-1,726	-0,012	0,530	-14,631

APOIO	COMBINAÇÃO	Hx	Hy	Nz	My
23	Máxima	0,169	0,000	52,482	2,702
	Mínima	-1,565	0,000	-2,233	-10,160
24	Máxima	0,217	0,000	51,016	3,032
	Mínima	-1,450	0,000	-1,816	-12,926
25	Máxima	0,188	0,000	51,384	2,870
	Mínima	-1,352	0,000	-1,914	-12,675
26	Máxima	0,231	0,000	51,065	2,161
	Mínima	-1,485	0,000	-1,815	-6,848
27	Máxima	0,229	0,000	52,354	2,183
	Mínima	-1,391	0,000	-2,238	-6,457
28	Máxima	1,197	0,017	26,023	8,583
	Mínima	-1,298	-0,010	0,536	-8,140
29	Máxima	0,716	0,018	26,037	3,623
	Mínima	-1,834	-0,012	0,510	-15,494
30	Máxima	0,165	0,000	52,431	2,813
	Mínima	-1,601	0,000	-2,149	-10,467
31	Máxima	0,211	0,000	50,970	3,131
	Mínima	-1,494	0,000	-1,741	-13,290
32	Máxima	0,183	0,000	51,335	2,959
	Mínima	-1,397	0,000	-1,837	-13,002
33	Máxima	0,221	0,000	51,020	2,106
	Mínima	-1,529	0,000	-1,743	-6,742
34	Máxima	0,219	0,000	52,301	2,118
	Mínima	-1,440	0,000	-2,147	-6,372
35	Máxima	1,240	0,016	26,013	9,177
	Mínima	-1,231	-0,011	0,509	-7,708
36	Máxima	0,626	0,016	25,688	3,263
	Mínima	-1,887	-0,012	0,664	-15,923
37	Máxima	0,153	0,000	50,934	2,831
	Mínima	-1,645	0,000	-1,629	-10,844
38	Máxima	0,193	0,000	49,454	3,159
	Mínima	-1,538	0,000	-1,256	-11,656
39	Máxima	0,184	0,000	49,824	3,075
	Mínima	-1,442	0,000	-1,352	-11,388
40	Máxima	0,204	0,000	49,502	2,979
	Mínima	-1,572	0,000	-1,241	-6,592
41	Máxima	0,218	0,000	50,406	2,125
	Mínima	-1,482	0,000	-1,626	-6,197
42	Máxima	1,239	0,014	25,653	9,403
	Mínima	-1,334	-0,011	0,661	-7,011
43	Máxima	0,850	0,737	28,677	4,728
	Mínima	-2,084	-1,623	-2,421	-17,501
44	Máxima	0,129	1,112	62,819	2,722
	Mínima	-1,700	-2,725	-7,270	-11,305
45	Máxima	0,187	1,134	60,869	3,164
	Mínima	-1,540	-2,722	-7,126	-13,640

APOIO	COMBINAÇÃO	Hx	Hy	Nz	My
46	Máxima	0,147	1,264	61,286	2,890
	Mínima	-1,458	-2,863	-7,792	-13,515
47	Máxima	0,138	1,135	60,923	1,456
	Mínima	-1,607	-2,724	-7,130	-6,355
48	Máxima	0,203	1,050	62,575	2,004
	Mínima	-1,492	-2,661	-6,952	-5,843
49	Máxima	1,384	0,577	28,421	10,760
	Mínima	-1,322	-1,489	-1,713	-8,506
50	Máxima	0,624	1,648	27,257	3,257
	Mínima	-1,877	-0,801	-2,820	-15,846
51	Máxima	0,153	2,417	53,758	2,828
	Mínima	-1,652	-1,397	-7,691	-10,898
52	Máxima	0,201	2,768	52,311	3,178
	Mínima	-1,531	-1,167	-7,264	-11,603
53	Máxima	0,181	2,506	52,469	3,074
	Mínima	-1,446	-1,525	-8,049	-11,418
54	Máxima	0,205	2,769	52,253	1,932
	Mínima	-1,570	-1,168	-7,268	-6,567
55	Máxima	0,219	2,817	53,629	2,131
	Mínima	-1,481	-1,336	-7,404	-6,200
56	Máxima	1,239	1,498	27,131	9,403
	Mínima	-1,233	-0,680	-2,265	-6,999
57	Máxima	0,717	0,012	26,037	3,636
	Mínima	-1,821	-0,014	0,467	-15,390
58	Máxima	0,267	0,000	52,432	2,824
	Mínima	-1,608	0,000	-2,149	-10,518
59	Máxima	0,212	0,000	50,969	3,142
	Mínima	-1,482	0,000	-1,741	-13,202
60	Máxima	0,184	0,000	51,336	2,981
	Mínima	-1,401	0,000	-1,838	-13,034
61	Máxima	0,222	0,000	51,018	2,121
	Mínima	-1,527	0,000	-1,742	-6,714
62	Máxima	0,220	0,000	52,303	2,131
	Mínima	-1,441	0,000	-2,147	-6,403
63	Máxima	1,241	0,010	26,007	9,190
	Mínima	-1,231	-0,013	0,476	-7,706
64	Máxima	0,767	0,110	26,065	3,851
	Mínima	-1,712	-0,015	0,518	-14,520
65	Máxima	0,170	0,000	52,482	2,713
	Mínima	-1,571	0,000	-2,233	-10,206
66	Máxima	0,218	0,000	51,015	3,042
	Mínima	-1,418	0,000	-1,815	-12,829
67	Máxima	0,189	0,000	51,385	2,881
	Mínima	-1,356	0,000	-1,914	-12,654
68	Máxima	0,232	0,000	51,064	2,173
	Mínima	-1,483	0,000	-1,815	-6,819

APOIO	COMBINAÇÃO	Hx	Hy	Nz	My
69	Máxima	0,210	0,000	52,353	2,196
	Mínima	-1,392	0,000	-2,237	-6,489
70	Máxima	1,194	0,010	26,029	8,591
	Mínima	-1,297	-0,015	0,529	-8,132
71	Máxima	0,814	0,647	26,207	3,991
	Mínima	-1,594	-1,827	-0,414	-13,592
72	Máxima	0,166	1,134	53,327	2,529
	Mínima	-1,529	-3,078	-2,470	-9,851
73	Máxima	0,216	1,096	51,550	2,869
	Mínima	-1,389	-2,999	-2,468	-12,429
74	Máxima	0,191	1,269	51,932	2,737
	Mínima	-1,309	-3,219	-3,108	-12,265
75	Máxima	0,235	1,098	51,610	2,160
	Mínima	-1,433	-3,033	-2,475	-6,848
76	Máxima	0,236	1,040	52,476	2,204
	Mínima	-1,339	-3,023	-2,091	-6,498
77	Máxima	1,148	0,557	25,903	7,940
	Mínima	-1,363	-1,808	-0,016	-8,535
78	Máxima	0,840	1,573	26,660	4,125
	Mínima	-1,279	-1,109	-5,792	-11,548
79	Máxima	0,145	2,727	50,421	2,216
	Mínima	-1,475	-1,966	-15,912	-9,393
80	Máxima	0,209	2,693	49,278	2,640
	Mínima	-1,337	-1,900	-34,856	-12,013
81	Máxima	0,187	2,862	49,835	2,549
	Mínima	-1,259	-2,107	-15,941	-11,461
82	Máxima	0,226	2,695	49,321	2,042
	Mínima	-1,379	-1,902	-34,364	-6,780
83	Máxima	0,250	2,674	50,644	2,254
	Mínima	-1,206	-1,960	-15,870	-6,363
84	Máxima	0,905	1,497	26,760	6,196
	Mínima	-1,407	-1,094	-5,721	-8,788
85	Máxima	0,755	0,009	29,365	4,077
	Mínima	-0,782	-0,210	5,707	-8,525
86	Máxima	0,175	-0,005	58,785	2,328
	Mínima	-1,924	-0,512	10,492	-8,942
87	Máxima	0,708	-0,010	58,071	2,583
	Mínima	-1,329	-0,506	11,789	-12,020
88	Máxima	0,218	-0,009	58,084	2,682
	Mínima	-1,244	-0,505	12,467	-11,754
89	Máxima	0,247	-0,010	58,125	2,187
	Mínima	-1,332	-0,504	12,148	-7,000
90	Máxima	0,273	-0,006	58,676	2,408
	Mínima	-1,285	-0,512	10,709	-6,666
91	Máxima	0,410	0,009	29,342	3,324
	Mínima	-1,348	-0,209	5,683	-8,399

ANEXO C – Projeto de locação das estacas (projeto original)

ANEXO D – Projeto de locação dos blocos e detalhamentos (projeto original)

ANEXO E – Projeto de locação das estacas (projeto proposto)

ANEXO F – Projeto de locação dos blocos e detalhamentos (projeto proposto)

APÊNDICE A – Tabelas de pré-dimensionamento das estacas por região de influência dos furos de sondagem SPT (estudo preliminar)

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAAGEM SPT 01								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P50	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	272,60	0,40	1
P51	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	537,60	0,79	1
P57	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	260,40	0,38	1
P58	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	524,30	0,77	1
P64	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	260,70	0,38	1
P65	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	524,80	0,77	1
P71	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	262,10	0,38	1
P72	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	533,30	0,78	1
P78	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	266,60	0,39	1
P79	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	504,20	0,74	1
P85	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	293,70	0,43	1
P86	20,00	1.065,22	497,52	482,71	681,82	587,90	0,86	1

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAAGEM SPT 02								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P52	20,00	775,92	425,59	411,10	537,54	523,10	0,97	1
P59	20,00	775,92	425,59	411,10	537,54	509,70	0,95	1
P66	20,00	775,92	425,59	411,10	537,54	501,20	0,93	1
P73	20,00	775,92	425,59	411,10	537,54	515,50	0,96	1
P80	20,00	775,92	425,59	411,10	537,54	492,80	0,92	1
P87	20,00	775,92	425,59	411,10	537,54	580,70	1,08	2

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 03								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P53	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	524,70	1,56	2
P54	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	522,50	1,55	2
P55	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	536,30	1,59	2
P56	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	271,30	0,81	1
P60	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	513,40	1,52	2
P61	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	510,20	1,51	2
P62	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	523,00	1,55	2
P63	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	260,10	0,77	1
P67	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	513,90	1,53	2
P68	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	510,60	1,52	2
P69	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	523,50	1,55	2
P70	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	260,30	0,77	1
P74	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	519,30	1,54	2
P75	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	516,10	1,53	2
P76	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	524,80	1,56	2
P77	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	259,00	0,77	1
P81	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	498,40	1,48	2
P82	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	493,20	1,46	2
P83	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	506,40	1,50	2
P84	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	267,60	0,79	1
P88	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	580,80	1,72	2
P89	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	581,30	1,73	2
P90	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	586,80	1,74	2
P91	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	293,40	0,87	1

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 04								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P01	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	293,90	0,97	1
P02	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	587,90	1,95	2
P08	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	270,40	0,89	1
P09	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	514,90	1,70	2
P15	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	259,20	0,86	1
P16	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	518,90	1,72	2
P22	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	260,60	0,86	1
P23	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	524,80	1,74	2
P29	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	260,40	0,86	1
P30	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	524,30	1,73	2
P36	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	256,90	0,85	1
P37	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	509,30	1,68	2
P43	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	286,80	0,95	1
P44	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	628,20	2,08	3

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 05								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P03	20,00	731,08	396,65	392,29	506,67	580,80	1,15	2
P10	20,00	731,08	396,65	392,29	506,67	503,50	0,99	1
P17	20,00	731,08	396,65	392,29	506,67	505,70	1,00	1
P24	20,00	731,08	396,65	392,29	506,67	510,20	1,01	2
P31	20,00	731,08	396,65	392,29	506,67	509,70	1,01	2
P38	20,00	731,08	396,65	392,29	506,67	494,50	0,98	1
P45	20,00	731,08	396,65	392,29	506,67	608,70	1,20	2

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 06								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P04	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	581,00	1,50	2
P05	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	581,30	1,50	2
P06	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	586,90	1,52	2
P07	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	293,60	0,76	1
P11	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	509,80	1,32	2
P12	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	504,10	1,30	2
P13	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	517,40	1,34	2
P14	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	272,30	0,70	1
P18	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	509,80	1,32	2
P19	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	506,20	1,31	2
P20	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	512,50	1,33	2
P21	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	255,40	0,66	1
P25	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	513,80	1,33	2
P26	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	510,70	1,32	2
P27	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	523,50	1,35	2
P28	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	260,20	0,67	1
P32	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	513,40	1,33	2
P33	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	510,20	1,32	2
P34	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	523,00	1,35	2
P35	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	260,10	0,67	1
P39	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	498,20	1,29	2
P40	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	495,00	1,28	2
P41	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	504,10	1,30	2
P42	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	256,50	0,66	1
P46	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	612,90	1,59	2
P47	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	609,20	1,58	2
P48	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	625,80	1,62	2
P49	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	284,20	0,73	1

APÊNDICE B – Tabelas de pré-dimensionamento das estacas por região de influência dos furos de sondagem SPT (definido para o projeto)

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAAGEM SPT 01								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P50	14,00	171,16	184,77	162,03	172,66	272,60	1,58	2,00
P51	16,00	331,51	272,14	233,44	279,03	537,60	1,93	2,00
P57	12,00	121,61	150,03	133,17	134,94	260,40	1,93	2,00
P58	16,00	331,51	272,14	233,44	279,03	524,30	1,88	2,00
P64	12,00	121,61	150,03	133,17	134,94	260,70	1,93	2,00
P65	16,00	331,51	272,14	233,44	279,03	524,80	1,88	2,00
P71	12,00	121,61	150,03	133,17	134,94	262,10	1,94	2,00
P72	16,00	331,51	272,14	233,44	279,03	533,30	1,91	2,00
P78	12,00	121,61	150,03	133,17	134,94	266,60	1,98	2,00
P79	16,00	331,51	272,14	233,44	279,03	504,20	1,81	2,00
P85	14,00	171,16	184,77	162,03	172,66	293,70	1,70	2,00
P86	18,00	680,39	402,35	389,53	490,76	587,90	1,20	2,00

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAAGEM SPT 02								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P52	18,00	436,18	321,88	289,18	349,08	523,10	1,50	2,00
P59	18,00	436,18	321,88	289,18	349,08	509,70	1,46	2,00
P66	18,00	436,18	321,88	289,18	349,08	501,20	1,44	2,00
P73	18,00	436,18	321,88	289,18	349,08	515,50	1,48	2,00
P80	18,00	436,18	321,88	289,18	349,08	492,80	1,41	2,00
P87	18,00	436,18	321,88	289,18	349,08	580,70	1,66	2,00

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 03								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P53	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	524,70	1,56	2,00
P54	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	522,50	1,55	2,00
P55	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	536,30	1,59	2,00
P56	14,00	173,94	155,04	145,86	158,28	271,30	1,71	2,00
P60	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	513,40	1,52	2,00
P61	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	510,20	1,51	2,00
P62	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	523,00	1,55	2,00
P63	14,00	173,94	155,04	145,86	158,28	260,10	1,64	2,00
P67	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	513,90	1,53	2,00
P68	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	510,60	1,52	2,00
P69	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	523,50	1,55	2,00
P70	14,00	173,94	155,04	145,86	158,28	260,30	1,64	2,00
P74	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	519,30	1,54	2,00
P75	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	516,10	1,53	2,00
P76	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	524,80	1,56	2,00
P77	14,00	173,94	155,04	145,86	158,28	259,00	1,64	2,00
P81	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	498,40	1,48	2,00
P82	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	493,20	1,46	2,00
P83	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	506,40	1,50	2,00
P84	14,00	173,94	155,04	145,86	158,28	267,60	1,69	2,00
P88	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	580,80	1,72	2,00
P89	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	581,30	1,73	2,00
P90	20,00	367,95	341,81	301,06	336,94	586,80	1,74	2,00
P91	14,00	173,94	155,04	145,86	158,28	293,40	1,85	2,00

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 04								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P01	16,00	196,16	204,47	182,61	194,41	293,90	1,51	2,00
P02	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	587,90	1,95	2,00
P08	14,00	119,73	160,79	134,27	138,26	270,40	1,96	2,00
P09	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	514,90	1,70	2,00
P15	14,00	119,73	160,79	134,27	138,26	259,20	1,87	2,00
P16	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	518,90	1,72	2,00
P22	14,00	119,73	160,79	134,27	138,26	260,60	1,88	2,00
P23	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	524,80	1,74	2,00
P29	14,00	119,73	160,79	134,27	138,26	260,40	1,88	2,00
P30	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	524,30	1,73	2,00
P36	14,00	119,73	160,79	134,27	138,26	256,90	1,86	2,00
P37	20,00	375,32	274,27	257,19	302,26	509,30	1,68	2,00
P43	16,00	196,16	204,47	182,61	194,41	286,80	1,48	2,00
P44	22,00	527,39	389,40	376,07	430,96	628,20	1,46	2,00

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 05								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P03	18,00	387,79	295,71	273,98	319,16	580,80	1,82	2,00
P10	18,00	387,79	295,71	273,98	319,16	503,50	1,58	2,00
P17	18,00	387,79	295,71	273,98	319,16	505,70	1,58	2,00
P24	18,00	387,79	295,71	273,98	319,16	510,20	1,60	2,00
P31	18,00	387,79	295,71	273,98	319,16	509,70	1,60	2,00
P38	16,00	300,48	254,45	240,59	265,17	494,50	1,86	2,00
P45	18,00	387,79	295,71	273,98	319,16	608,70	1,91	2,00

DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS SOB INFLUÊNCIA DA SONDAÇÃO SPT 06								
Pilar	Cota	P adm. Aoki-Velloso (KN)	P adm. Décourt-Q (KN)	P adm. Teixeira (KN)	P adm. Médio (KN)	P pilar (KN)	P pilar/P adm. (KN)	N.º Estacas/ Bloco
P04	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	581,00	1,50	2,00
P05	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	581,30	1,50	2,00
P06	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	586,90	1,52	2,00
P07	14,00	152,71	184,68	152,30	163,23	293,60	1,80	2,00
P11	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	509,80	1,32	2,00
P12	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	504,10	1,30	2,00
P13	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	517,40	1,34	2,00
P14	14,00	152,71	184,68	152,30	163,23	272,30	1,67	2,00
P18	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	509,80	1,32	2,00
P19	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	506,20	1,31	2,00
P20	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	512,50	1,33	2,00
P21	14,00	152,71	184,68	152,30	163,23	255,40	1,56	2,00
P25	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	513,80	1,33	2,00
P26	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	510,70	1,32	2,00
P27	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	523,50	1,35	2,00
P28	14,00	152,71	184,68	152,30	163,23	260,20	1,59	2,00
P32	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	513,40	1,33	2,00
P33	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	510,20	1,32	2,00
P34	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	523,00	1,35	2,00
P35	14,00	152,71	184,68	152,30	163,23	260,10	1,59	2,00
P39	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	498,20	1,29	2,00
P40	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	495,00	1,28	2,00
P41	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	504,10	1,30	2,00
P42	14,00	152,71	184,68	152,30	163,23	256,50	1,57	2,00
P46	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	612,90	1,59	2,00
P47	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	609,20	1,58	2,00
P48	20,00	479,53	342,04	338,45	386,67	625,80	1,62	2,00
P49	14,00	152,71	184,68	152,30	163,23	284,20	1,74	2,00

APÊNDICE C – Detalhes de dimensionamento dos blocos de coroamento (proposto)

PLANILHA DE DETALHAMENTO E DISTRIBUIÇÃO DOS BLOCOS DE COROAMENTO POR PILAR

PILAR	DIMENSÕES PILAR		DIMENSÕES DOS BLOCOS				ARMADURA PRINCIPAL				ARMADURA DE PELE				ARMADURA TRANSVERSAL				ARMADURA SUPERIOR (NEGATIVO)				VOL. CONCRETO		T. A.	
	Ay (cm)	Bp (cm)	L (cm)	B (cm)	H (cm)	QUANT. (tonel.)	O (mm)	COMP. BARRA (cm)	PESO UNIT. (kg)	PESO TOTAL (kg)	QUANT. (tonel.)	O (mm)	COMP. BARRA (cm)	PESO UNIT. (kg)	PESO TOTAL (kg)	QUANT. (tonel.)	O (mm)	COMP. BARRA (cm)	PESO UNIT. (kg)	PESO TOTAL (kg)	QUANT. (tonel.)	O (mm)	COMP. BARRA (cm)	PESO UNIT. (kg)	PESO TOTAL (kg)	TOTAL (kg/m²)
P-01	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-02	60	40	BH.03	150	60	45	8	12,5	187	1.80	14,41	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-03	60	40	BH.03	150	60	45	8	12,5	187	1.80	14,41	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-04	60	40	BH.03	150	60	45	8	12,5	187	1.80	14,41	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-05	60	40	BH.03	150	60	45	8	12,5	187	1.80	14,41	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-06	60	40	BH.03	150	60	45	8	12,5	187	1.80	14,41	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-07	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-08	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-09	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-10	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-11	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-12	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-13	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-14	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-15	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-16	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-17	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-18	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-19	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-20	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-21	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-22	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-23	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-24	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-25	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-26	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-27	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-28	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-29	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-30	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-31	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-32	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-33	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-34	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-35	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-36	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-37	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-38	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-39	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-40	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-41	60	40	BH.02	150	60	45	7	12,5	187	1.80	12,61	3	8	194	0,77	10,73	4	12,5	187	1,80	7,20	0,405	37,98	95,77		
P-42	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		
P-43	60	40	BH.01	150	60	45	4	12,5	187	1.80	7,20	3	8	194	0,77	10,73	4	10	187	1,15	4,62	0,045	28,19	69,60		

APÊNDICE D – Verificação das estacas quanto à carga atuante

VERIFICAÇÃO DE ESTACAS EM RELAÇÃO À CARGA ATUANTE										
PILAR	N (tf)	My (tf.m)	n (unid.)	Xi (m)	Σx^2i (m ²)	Nk (comp.) estaca (tf)	Nk (tração) estaca (tf)	ESTACA	Pi (tf)	VERIF.
P 01	29,39	8,58	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 01A	5,16	OK
								E 01B	24,23	OK
P 02	58,79	8,90	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 02A	19,51	OK
								E 02B	39,28	OK
P 03	58,09	12,02	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 03A	15,69	OK
								E 03B	42,40	OK
P 04	58,10	11,73	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 04A	16,02	OK
								E 04B	42,08	OK
P 05	58,13	7,01	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 05A	21,28	OK
								E 05B	36,86	OK
P 06	58,69	6,66	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 06A	21,94	OK
								E 06B	36,75	OK
P 07	29,36	8,39	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 07A	5,36	OK
								E 07B	24,00	OK
P 08	27,04	11,45	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 08A	0,80	OK
								E 08B	26,24	OK
P 09	51,49	9,32	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 09A	15,39	OK
								E 09B	36,11	OK
P 10	50,35	12,07	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 10A	11,77	OK
								E 10B	38,58	OK
P 11	50,98	11,32	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 11A	12,92	OK
								E 11B	38,06	OK
P 12	50,41	6,82	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 12A	17,62	OK
								E 12B	32,78	OK
P 13	51,74	6,35	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 13A	18,81	OK
								E 13B	32,93	OK
P 14	27,23	8,76	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 14A	3,88	OK
								E 14B	23,35	OK
P 15	25,92	13,71	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 15A	-2,27	OK
								E 15B	28,19	OK
P 16	51,89	9,79	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 16A	15,07	OK
								E 16B	36,82	OK
P 17	50,57	12,52	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 17A	11,38	OK
								E 17B	39,19	OK
P 18	50,98	12,23	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 18A	11,91	OK
								E 18B	39,07	OK
P 19	50,62	6,88	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 19A	17,67	OK
								E 19B	32,96	OK
P 20	51,25	6,47	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 20A	18,43	OK
								E 20B	32,81	OK
P 21	25,54	8,53	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 21A	3,29	OK
								E 21B	22,25	OK
P 22	26,06	14,63	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 22A	-3,23	OK
								E 22B	29,28	OK

PILAR	N (tf)	My (tf.m)	n (unid.)	Xi (m)	Σx^2i (m ²)	Nk (comp.) estaca (tf)	Nk (tração) estaca (tf)	ESTACA	Pi (tf)	VERIF.
P 23	52,48	10,16	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 23A	14,95	OK
								E 23B	37,53	OK
P 24	51,02	12,93	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 24A	11,15	OK
								E 24B	39,87	OK
P 25	51,38	12,68	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 25A	11,61	OK
								E 25B	39,78	OK
P 26	51,07	6,85	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 26A	17,92	OK
								E 26B	33,14	OK
P 27	52,35	6,46	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 27A	19,00	OK
								E 27B	33,35	OK
P 28	26,02	8,58	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 28A	3,47	OK
								E 28B	22,55	OK
P 29	26,04	15,49	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 29A	-4,20	OK
								E 29B	30,23	OK
P 30	52,43	10,47	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 30A	14,59	OK
								E 30B	37,85	OK
P 31	50,97	13,29	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 31A	10,72	OK
								E 31B	40,25	OK
P 32	51,34	13,00	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 32A	11,22	OK
								E 32B	40,11	OK
P 33	51,02	6,74	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 33A	18,02	OK
								E 33B	33,00	OK
P 34	52,30	6,37	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 34A	19,07	OK
								E 34B	33,23	OK
P 35	26,01	9,18	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 35A	2,81	OK
								E 35B	23,20	OK
P 36	25,69	15,92	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 36A	-4,85	OK
								E 36B	30,54	OK
P 37	50,93	10,84	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 37A	13,42	OK
								E 37B	37,52	OK
P 38	49,45	11,66	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 38A	11,78	OK
								E 38B	37,68	OK
P 39	49,82	11,39	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 39A	12,26	OK
								E 39B	37,57	OK
P 40	49,50	6,59	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 40A	17,43	OK
								E 40B	32,08	OK
P 41	50,41	6,20	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 41A	18,32	OK
								E 41B	32,09	OK
P 42	25,65	9,40	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 42A	2,38	OK
								E 42B	23,27	OK
P 43	28,68	17,50	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 43A	-5,11	OK
								E 43B	33,78	OK
P 44	62,82	11,31	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 44A	18,85	OK
								E 44B	43,97	OK
P 45	60,87	13,64	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 45A	15,28	OK
								E 45B	45,59	OK

PILAR	N (tf)	My (tf.m)	n (unid.)	Xi (m)	$\Sigma x^2 i$ (m ²)	Nk (comp.) estaca (tf)	Nk (tração) estaca (tf)	ESTACA	Pi (tf)	VERIF.
P 46	61,29	13,52	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 46A	15,63	OK
								E 46B	45,66	OK
P 47	60,92	6,36	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 47A	23,40	OK
								E 47B	37,52	OK
P 48	62,58	5,84	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 48A	24,80	OK
								E 48B	37,78	OK
P 49	28,42	10,76	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 49A	2,25	OK
								E 49B	26,17	OK
P 50	27,26	15,85	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 50A	-3,98	OK
								E 50B	31,24	OK
P 51	53,76	10,90	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 51A	14,77	OK
								E 51B	38,99	OK
P 52	52,31	11,60	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 52A	13,26	OK
								E 52B	39,05	OK
P 53	52,47	11,42	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 53A	13,55	OK
								E 53B	38,92	OK
P 54	52,25	6,57	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 54A	18,83	OK
								E 54B	33,42	OK
P 55	53,63	6,20	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 55A	19,93	OK
								E 55B	33,70	OK
P 56	27,13	9,40	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 56A	3,12	OK
								E 56B	24,01	OK
P 57	26,04	15,39	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 57A	-4,08	OK
								E 57B	30,12	OK
P 58	52,43	10,52	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 58A	14,53	OK
								E 58B	37,90	OK
P 59	50,97	13,20	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 59A	10,82	OK
								E 59B	40,15	OK
P 60	51,34	13,03	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 60A	11,19	OK
								E 60B	40,15	OK
P 61	51,02	6,71	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 61A	18,05	OK
								E 61B	32,97	OK
P 62	52,30	6,40	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 62A	19,04	OK
								E 62B	33,27	OK
P 63	26,01	9,19	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 63A	2,79	OK
								E 63B	23,21	OK
P 64	26,07	14,52	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 64A	-3,10	OK
								E 64B	29,17	OK
P 65	52,48	10,21	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 65A	14,90	OK
								E 65B	37,58	OK
P 66	51,02	12,83	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 66A	11,25	OK
								E 66B	39,76	OK
P 67	51,39	12,65	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 67A	11,63	OK
								E 67B	39,75	OK
P 68	51,06	6,82	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 68A	17,96	OK
								E 68B	33,11	OK

PILAR	N (tf)	My (tf.m)	n (unid.)	Xi (m)	$\Sigma x^2 i$ (m ²)	Nk (comp.) estaca (tf)	Nk (tração) estaca (tf)	ESTACA	Pi (tf)	VERIF.
P 69	52,35	6,49	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 69A	18,97	OK
								E 69B	33,39	OK
P 70	26,03	8,59	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 70A	3,47	OK
								E 70B	22,56	OK
P 71	26,21	13,59	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 71A	-2,00	OK
								E 71B	28,21	OK
P 72	53,33	9,85	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 72A	15,72	OK
								E 72B	37,61	OK
P 73	51,55	12,43	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 73A	11,97	OK
								E 73B	39,59	OK
P 74	51,93	12,27	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 74A	12,34	OK
								E 74B	39,59	OK
P 75	51,61	6,85	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 75A	18,20	OK
								E 75B	33,41	OK
P 76	52,48	6,50	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 76A	19,02	OK
								E 76B	33,46	OK
P 77	25,90	8,54	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 77A	3,47	OK
								E 77B	22,43	OK
P 78	26,66	11,55	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 78A	0,50	OK
								E 78B	26,16	OK
P 79	50,42	9,39	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 79A	14,77	OK
								E 79B	35,65	OK
P 80	49,28	12,01	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 80A	11,29	OK
								E 80B	37,99	OK
P 81	49,84	11,46	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 81A	12,18	OK
								E 81B	37,65	OK
P 82	49,32	6,78	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 82A	17,13	OK
								E 82B	32,19	OK
P 83	50,64	6,36	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 83A	18,25	OK
								E 83B	32,39	OK
P 84	26,76	8,79	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 84A	3,62	OK
								E 84B	23,14	OK
P 85	29,37	8,53	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 85A	5,21	OK
								E 85B	24,15	OK
P 86	58,79	8,94	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 86A	19,46	OK
								E 86B	39,33	OK
P 87	58,07	12,02	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 87A	15,68	OK
								E 87B	42,39	OK
P 88	58,08	11,75	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 88A	15,98	OK
								E 88B	42,10	OK
P 89	58,13	7,00	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 89A	21,28	OK
								E 89B	36,84	OK
P 90	58,68	6,67	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 90A	21,93	OK
								E 90B	36,74	OK
P 91	29,34	8,40	2,00	0,45	0,41	72,00	7,50	E 91A	5,34	OK
								E 91B	24,00	OK