

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS
ENGENHARIA CIVIL
EMÍLIO SOUSA VELENZI

**ANÁLISE TÉCNICA E FINANCEIRA ENTRE ESTACAS DO TIPO HÉLICE
CONTÍNUA E PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO PARA
FUNDAÇÕES DE UMA EDIFICAÇÃO EDUCACIONAL**

Varginha 2018

EMÍLIO SOUSA VALENZI

**ANÁLISE TÉCNICA E FINANCEIRA ENTRE ESTACAS DO TIPO HÉLICE
CONTÍNUA E PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO PARA
FUNDAÇÕES DE UMA EDIFICAÇÃO EDUCACIONAL**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia civil do centro universitário do sul de minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado sob a orientação do prof. Leopoldo Freire Bueno

Varginha 2018

EMÍLIO SOUSA VALENZI

**ANÁLISE TÉCNICA E FINANCEIRA ENTRE ESTACAS DO TIPO HÉLICE
CONTÍNUA E PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO PARA
FUNDAÇÕES DE UMA EDIFICAÇÃO EDUCACIONAL**

Monografia apresentada ao curso de 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 03/12/2018

Leopoldo Freire Bueno

Ana Paula Figueiredo

Yago Petrim Cruz

OBS.:

RESUMO

No presente trabalho é feita uma análise comparativa de custos entre uma fundação profunda do tipo hélice contínua e outra utilizando-se de estacas pré-moldadas de concreto armado. Para tanto, foi empregado como objeto de estudo um projeto de fundação de hélice contínua já dimensionado e executado de um complexo educacional SENAC-AR/RN, com sede na Avenida Senador Dinarte Mariz, 4020, Natal/RN. Com a finalidade de confrontar os custos das duas estacas foi realizado o dimensionamento das estacas pré-moldadas. Utilizando-se métodos já consagrados como o de Aoki-Velloso (1975), Decourt-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.

Palavra chave: Custos, Estaca pré-moldadas, Estacas hélice continua

ABSTRACT

In the present work a comparative cost analysis is made between a deep foundation of the continuous propeller type and another one using precast reinforced concrete piles. For this purpose, a project of foundation of continuous propeller already dimensioned and executed of a SENAC-AR / RN educational complex, based at Avenida Senador Dinarte Mariz, 4020, Natal / RN, was used as study object. In order to confront the costs of the two stakes, the design of the precast stakes was carried out, using already established methods such as Aoki-Velloso (1975), Decourt-Quaresma (1978) and Teixeira (1996), among others literature and normative references in agreement with ABNT, the foundation's allowable geotechnical load capacity was calculated, taking into account the worst SPT result combined with the highest project load for its area of influence. Already the permissible structural load of the piles was provided by a stamping company catalog according to the various cross sections available. Thus, three models of transversal sections were verified and the number of piles per block was surveyed according to each model, choosing to use the one that was most convenient.

Keyword (s): *Costs, Pre-cast Stake, Continuous Prop Stakes*

LISTA DE ILUSTRAÇÃO

Figura 01 - Fundação rasa em sapata.....	19
Figura 02 - Fundações profundas	20
Figura 03 - Capacete.....	22
Figura 04 - Bate estaca hidráulico	22
Figura 05 - Emendas por anéis soldáveis	23
Figura 06 - Fases de execução da estaca hélice continua	25
Figura 07 - Sondagem SPT.....	29
Figura 08 - Catálogo de estacas pré-moldadas da SOTEF engenharia.....	48
Figura 09 - Catálogo de estacas pré-moldadas da Estacas HC.....	48
Figura 10 – Dimensões geométricas do bloco.....	49
Figura 11 – Demonstração de forças atuantes	50
Figura 12 - Variação das seções das bielas.	52
Figura 13 - Área de armadura por metro de largura (cm ² /m).....	56
Figura 14 - Dimensões em planta bloco sobre três estacas	57/99
Figura 15 - Representação das bielas	58
Figura 16 - Demonstração de forças atuantes	58
Figura 17 - Armadura segundo os lados	63
Figura 18 - Forças atuantes	63
Figura 19 - Estrutura em estudo	67
Figura 20 - Dimensões geométricas do bloco duas estacas	91
Figura 21 - Detalhamento final bloco duas estacas	99
Figura 22 - Detalhamento final bloco três estacas	108
Figura 23 - Comparativo de custos para os serviços de estaqueamento.....	112
Figura 24 - Comparativo de custos para execução dos blocos de coroamento	113
Figura 25 - Comparativo de custo global das fundações.....	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Características mínimas da mesa rotativa e do guincho.....	25
Tabela 02 - Compacidade e consistência segundo a resistência à penetração.....	30
Tabela 03 - Número de sondagens por área construída.....	31
Tabela 04 - Valores dos coeficientes F1 e F2	42
Tabela 05 - Valores dos Coeficientes α e K.....	43
Tabela 06 - Coeficiente característico do solo C.....	44
Tabela 07 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	45
Tabela 08 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	45
Tabela 09 - Valores do fator α (KPa) em função do tipo de estaca e do tipo de solo	46
Tabela 10 - Valores do fator β (KPa) em função do tipo de estaca e do tipo de solo	46
Tabela 11 - Resumo dos dimensionamentos das estacas.....	89

LISTA DE PLANILHAS

Planilha 1- Resumo de quantitativos (serviços e insumos para fundação com estacas tipo hélice contínua).....	109
Planilha 2 - Resumo de quantitativos (serviços e insumos para fundação - estacas cravadas tipo pré-moldadas).....	110
Planilha 3 - Orçamento para execução de projeto de fundação em estacas tipo hélice contínua.	111
Planilha 4 - Orçamento para execução de projeto de fundação em estacas cravadas tipo pré-moldadas.	111

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

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

do

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

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

$P_{unit. Produ}$ – Preço unitário de produtividade

$P_{unit. Impro}$ – Preço unitário de improdutividade

q_c – Resistência de ponta do cone através do ensaio CPT

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

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

Sn – Salário/hora normal do trabalhador

SPT – Standard penetration test

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

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	14
1.1 Justificativa	15
1.2 Objetivo Geral	15
1.3 Objetivos Específicos	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 Fundações	17
2.1.1 Requisitos básicos de um projeto de fundação	17
2.1.2 Tipos de fundação.....	18
2.1.3 Fundações superficiais ou diretas	18
2.1.4 Fundações profundas ou indiretas	19
2.2 Estacas	20
2.2.1 Estacas pré-moldadas de concreto armado	20
2.2.2 Estacas do tipo hélice continua.....	25
2.3 Investigação Geotécnica	28
2.3.1 Sondagem a percussão.....	29
2.4 Materiais.....	31
2.4.1 Concreto	31
2.4.2 Aço	31
2.4.3 Concreto armado.....	32
2.4.4 Forma.....	32
2.5 Orçamentos na Construção	32
2.5.1 Custo direto unitário	33
2.5.2 Composição dos preços unitários	33
2.5.3 Encargos sociais	34
2.5.4 Custos horários	34
2.6 Métodos De Cálculo Para Dimensionamento De Fundação	37
2.6.1 Capacidade de carga	37
2.6.2 Métodos semi-empíricos.....	38
2.6.3 Método aoki e veloso (1975).....	38
2.6.4 Método décourt-quaresma (1978)	43
2.6.5 Método de teixeira (1996)	45
2.6.6 Carga admissível	47
2.6.7 Carga de catálogo	48
2.6.8 Quantidade de estacas por bloco	50
2.6.9 Dimensionamento de blocos de coroamento	50
3 METODOLOGIA.....	67

4 ESTUDO DE CASO	68
4.1 Investigação Geotécnica Do Terreno	68
4.2 Descrição Física Da Edificação.....	68
4.2.1 Superestrutura.....	69
4.2.2 Infraestrutura	69
4.3 Pré-Dimensionamento Da Fundação	69
4.3.1 Dimensionamento da estaca pré-moldada circular protendida.....	70
4.4 Dimensionamento Da Estaca Pré-Moldada Quadrada Protendida Maciça	77
4.5 Dimensionamento Da Estaca Pré-Moldada Hexagonal Protendida Vazada	83
4.6 Análise Dos Resultados Do Dimensionamento.....	90
5 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO.....	92
5.1 Blocos sobre duas estacas.....	92
5.2 Blocos sobre três estacas	100
6 QUANTITATIVOS DAS FUNDAÇÕES	110
6.1 Levantamentos de quantitativos dos insumos e serviços	110
6.2 Levantamentos de custos	111
6.3 Análise dos resultados	113
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	116
REFERÊNCIAS	117
ANEXO A: PERFIL DE SONDAGEM SPT	119
ANEXO B: DETALHAMENTO DAS ESTACAS HELICE CONTINUA	120
ANEXO C: PROJETO DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS	121
ANEXO D – TABELA DE CARGAS DOS PILARES	122

APÊDICE A: Tabelas Resumo Dos Dimensionamentos Das Estacas Por Região De Influência Dos Furos De Spt.....	123
--	------------

1 INTRODUÇÃO

Em todos os segmentos da engenharia há de se buscar ininterruptamente inovações tecnológicas que atendam tanto aos requisitos técnicos quanto aos econômicos. Da mesma forma, as empresas do segmento de fundação apresentam frequentemente novos produtos, como equipamentos de alta produtividade, operados de maneira silenciosa e ausente de vibrações. Outras evoluções alcançadas, foram a elevação da capacidade de carga das estacas associada aos crescentes controles de qualidade e custo competitivo.

Atualmente, a estaca do tipo hélice contínua vem se destacando no cenário da engenharia de fundação, principalmente nos grandes centros urbanos. Nestas localidades, faz-se o uso desta tecnologia devido, principalmente, a sua não produção de ruídos e vibrações às edificações vizinhas.

Quanto às estacas pré-moldadas, suas principais vantagens são relacionadas as suas possibilidades executivas e no seu modo produção. Aquele benefício diz respeito a sua capacidade de ultrapassar a cota do nível d'água e este, ao seu alto controle tecnológico de seus materiais constituintes.

Para um bom projeto de fundação, este não deve ser pautado na escolha da melhor solução técnica, mas também pelo seu custo. Ao analisar a estaca com o melhor custo benefício, é primordial que o dimensionamento seja executado de maneira obediente as recomendações normativas, de modo que não ocorra superdimensionamento ou patologias futuras, elevando o orçamento da obra.

Neste contexto, no presente trabalho é proposto um estudo de caso de uma fundação de um complexo educacional SENAC-AR/RN, com sede na Avenida Senador Dinarte Mariz, 4020, Natal/RN. Para esta edificação, executada sobre estacas do tipo hélice contínua, serão redimensionadas as capacidades de carga das estacas para pré-moldadas de concreto armado, afim de comparar as duas soluções estruturais.

Após o pré-dimensionamento do sistema em estacas pré-moldadas em concreto armado, analisando-se o comportamento de três modelos de seções transversais distintas no pior caso de capacidade de carga geotécnica, será proposta a escolha de uma destas seções para ser aplicada a todo projeto. Dessa forma, ao fim do dimensionamento, 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

Comparar, em termos de viabilidade técnica e econômica, uma fundação já dimensionada e executada do tipo hélice contínua de um complexo educacional com uma de estacas pré-moldadas de concreto armado.

1.3 Objetivos Específicos

- Elaborar revisão bibliográfica sobre as fundações do tipo hélice contínua e pré-moldada
- Analisar o ponto de parada da estaca pré-moldada a ser cravada no solo, conforme os resultados de sondagem a percussão do terreno.
- Calcular geotecnicamente a capacidade de carga para estacas pré-moldadas de variadas seções transversais, utilizando-se de diferentes métodos de cálculo.

- Elaborar uma análise de custo entre os dois sistemas de fundação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações

Fundação é o elemento estrutural responsável por transferir as cargas provenientes da estrutura ao solo, que, por sua vez há de se comportar segura e adequadamente no que tange a sua deformabilidade e à resistência dos materiais que o compõem.

Conforme proposto por Velloso e Lopes (1998, p. 213), para se desenvolver um projeto de fundação, há de se considerar os seguintes fatores:

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 conseqüências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra

2.1.1 Requisitos básicos de um projeto de fundação

Conforme proposto por Alonso (2011), assim como todos os elementos estruturais, a fundação deve ser projetada e executada sob o efeito das cargas em serviço de modo a garantir 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 a da estrutura. (ALONSO, 2011)

2.1.2 Tipos de fundação

Existem dois principais tipos de fundação conhecidas como: superficiais e profundas. As primeiras são utilizadas em situações que a camada de solo imediatamente abaixo da estrutura é capaz de resistir as cargas e as segundas precisam alcançar camadas mais profundas e resistentes.

2.1.3 Fundações superficiais ou diretas

Estas fundações, também conhecidas como rasas ou diretas, são caracterizadas pela maneira como distribuem as cargas ao solo e pela sua profundidade. A primeira característica é dada pelo fato das cargas serem dissipadas ao maciço por meio de pressões distribuídas sob a sua base. Já a segunda propriedade se dá devido à profundidade de assentamento em relação ao solo adjacente ser inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. (OLIVEIRA & BRITO, 2000)

Por não precisarem de equipamentos sofisticados, as fundações superficiais são de simples execução e mais econômicas, cujos tipos mais utilizados são os blocos, as

sapatas (figura 01), os radiers, as sapatas corridas, as sapatas associadas e as viga de fundação.

Figura 01 - Fundação rasa em sapata



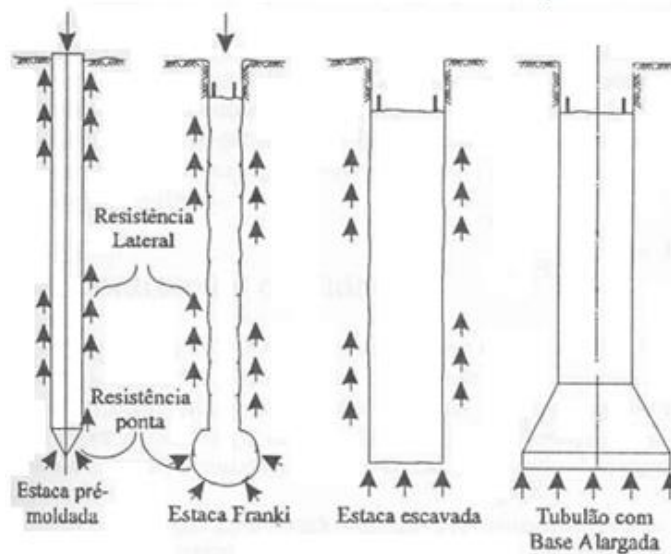
Fonte: Techne (2018)

2.1.4 Fundações profundas ou indiretas

Também conhecidas como indiretas, as fundações profundas diferem das rasas pela maneira como transmitem as cargas nela depositadas ao solo. Os esforços solicitantes das estruturas são transmitidos às camadas de solo pela base, conhecida como resistência de base ou de ponta, e pela superfície lateral, também denominada de resistência lateral ou de fuste. (OLIVEIRA & BRITO, 2000)

Ainda conforme Oliveira e Brito (2000), outra individualidade das fundações indiretas é a sua profundidade de assentamento, em que a estrutura é assente a uma cota de solo superior ao dobro de sua menor dimensão em planta. Dentre os diversos tipos de fundação profunda destacam-se, de acordo com a figura 02, a estaca pré-moldada, a estaca tipo Franki, a estaca escavada e o tubulão.

Figura 02 - Fundações profundas



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

2.2 Estacas

Conforme descrito por Caputo (2014, p. 177), as estacas "[...] são peças alongadas, cilíndricas ou prismáticas, que se cravam ou se confeccionam no solo com o fim de transmitir as cargas da estrutura a uma camada profunda e resistente."

Estas estacas são classificadas em duas principais categorias, a saber:

- Estacas cravadas: Também conhecidas como estacas de deslocamento, são assentadas no solo sem que haja a necessidade de remoção de materiais. No Brasil, destaca-se o uso da estaca pré-moldada de concreto armado para este tipo de aplicação, podendo ocorrer também o uso de estruturas metálicas e de madeira. (DÉCOURT;ALBIERO;CINTRA,1998)
- Estacas escavadas: São aquelas cuja remoção de material se mostra necessária devido ao seu processo de execução. Através de perfurações realizadas em campo, dentro das quais utilizando-se ocasionalmente revestimento ou fluido estabilizante, destaca-se nesta categoria as estacas do tipo hélice contínua. (DÉCOURT;ALBIERO;CINTRA,1998)

2.2.1. Estacas pré-moldadas de concreto armado

As estacas pré-moldadas de concreto armado, também conhecidas como estacas de deslocamento, são produzidas em concreto armado ou protendido, sendo concretadas por meio de formas horizontais e verticais ou por meio de processo de centrifugação para aquelas de seções vazadas. Além disso, destaca-se o uso de armadura e cura altamente monitoradas para o propósito de produzir a resistência compatível com as solicitações advindos do manuseio, transporte, cravação e utilização. (YAZIGI, 2009)

Quanto ao seu sistema de cravação, as estacas pré-moldadas podem ser assentadas no solo por meio do sistema de percussão, prensagem ou vibração, sendo a cravação a percussão o modo de execução mais utilizado.

Além disso, este tipo de elemento pré-fabricado desfruta de duas importantes vantagens devido ao seus processos de fabricação e de execução. Confeccionada em um sistema industrial, a este elemento é dado um maior controle de qualidade desde a produção até a cravação, que por sua vez é feita de maneira a deixar a obra mais limpa se comparada ao sistema de hélice contínua. (ALONSO,1998)

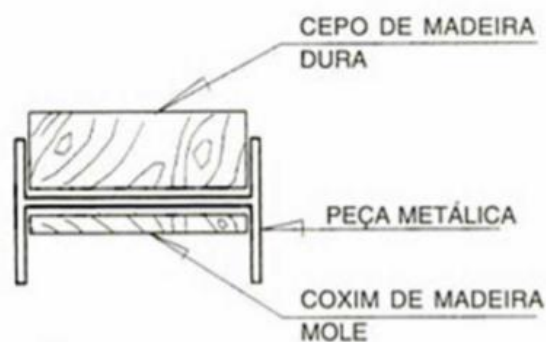
Quanto a seção transversal de uma estaca pré-moldada pode ser adotada qualquer formato, sob a condição de que sua simetria seja radial, recomenda Yazigi (2009). As seções mais correntes são a quadrada, a octogonal e a circular, sendo esta última produzida pelo sistema de centrifugação.

2.2.1.2 Cravação

O processo de cravação por percussão é o mais utilizado para o assentamento de estacas, cujo modo operante se resume a repetidos golpes de martelos ou pilões, que são levantados com a ajuda de cabo, polia e motor até determinada altura e daí deixados cair em queda livre sobre a cabeça da estaca.

Durante este processo, utiliza-se no topo da estaca um capacete (Figura 03) a fim de colaborar com a integridade do elemento receptor dos golpes. Esta peça é provida de "cepo" e "coxim" com o propósito de amortecer os golpes do pilão e uniformizar as tensões por ele transferidas à estaca. (ALONSO,1998)

Figura 03 - Capacete



Fonte: (ALONSO, 1998, p. 391)

2.2.1.3 Equipamentos para cravação

Os equipamentos utilizados são o bate-estaca hidráulico (Figura 04) ou de queda livre, o qual é composto por um rolo metálico ou esteira, uma torre, martelo hidráulico ou de queda livre, capacete metálico, cepo e coxim.

Figura 04 - Bate estaca hidráulico



Fonte: Leis municipais (2018)

Para o procedimento de cravação de estaca usando martelo de queda livre, a Norma Brasileira NBR 6122/10 impõe as seguintes condições:

- Peso do martelo não inferior a 20 kN;
- Peso do martelo no mínimo igual a 75% do peso total da estaca;

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

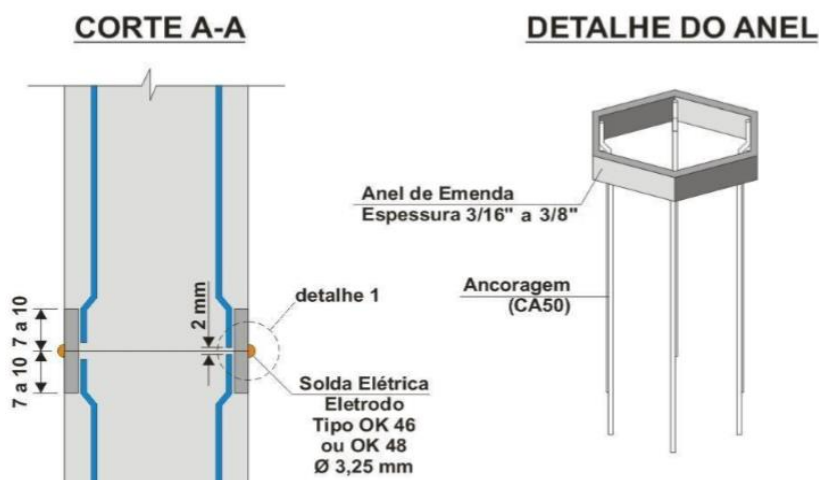
2.2.1.4 Emenda de estacas pré-moldadas

O comprimento das estacas é restringido a 12 metros, pois, para valores maiores a este, aumentar-se-ia o custo do transporte, visto que tornaria indispensável o uso de licença especial de tráfego. Diante disso, quando há a necessidade de estacas maiores que 12 metros, usa-se o artifício da emenda.

Conforme proposto pela NBR 6122, estas emendas podem ser executadas utilizando-se de "[...] anéis soldados ou outros dispositivos que permitam a transferência dos esforços de compressão, tração (mesmo durante a cravação) e flexão. Deve-se, ainda, garantir a axialidade dos elementos emendados."

Em decorrência de problemas gerados nas emendas durante a cravação em determinados tipos de terreno, há a recomendação para o uso de emenda do tipo soldável (Figura 05) em detrimento das emendas por anel ou luva de encaixe. Libera-se o uso destas últimas somente em situações de inexistência de esforços de tração tanto na cravação como na utilização. (ALONSO,1998)

Figura 05 - Emendas por anéis soldáveis



Fonte: SOTEF Engenharia (2018)

2.2.1.5 Preparo da cabeça das estacas

Finalizado o estaqueamento, os topos das estacas podem se encontrar danificados pelo processo de cravação ou acima da cota de arrasamento, sendo por tanto, necessário a regularização destes trechos. Para tanto, procede-se a demolição destes topos de maneira a não danificar as estacas, ficando a superfície resultante plana e perpendicular ao eixo da estaca.

Este procedimento é pormenorizado pela NBR 6122/2010, sendo possível utilizar-se de ponteiros ou marteletes. Aqueles primeiros instrumentos são recomendados para estacas de seção transversal inferior a 380 cm². Por outro lado, para seções de 380 cm² a 900 cm², é indicado o uso de martelos leves e limitados os marteletes maiores para estacas cuja área supere os 900 cm². Seja qual for o equipamento utilizado, este deve trabalhar com pequena inclinação, para cima, em relação ao eixo horizontal da estaca, deixando que o ajuste final do topo das estacas seja executado com o auxílio de ponteiros ou outra ferramenta de corte apropriada. (Associação brasileira de normas técnicas NBR 6122, 2010).

2.2.1.6 Vantagens

De acordo com Costa (1956) as vantagens das estacas pré-moldadas são:

- 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.

2.2.1.7 Desvantagens

As principais desvantagens das estacas pré-moldadas definidas por Costa (1956) são:

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

2.2.2 Estacas do tipo hélice continua

Para ser executada, a estaca hélice continua utiliza-se de concreto armado moldado in loco, introduzido no solo por meio de um trado helicoidal contínuo sob o efeito de rotação. Concomitantemente a retirada da haste, o concreto é aplicado para posteriormente ser assentada a armadura.

Segundo Yazigi (2009), uma vez que essas estacas não produzem vibrações e ruídos exagerados, o uso desta tecnologia mostra-se ideal em áreas urbanas. Além disso, este sistema de perfuração garante uma alta produtividade, podendo a estaca ser produzida com um número reduzido de pessoas e a uma profundidade de até 30m.

2.2.2.1 Equipamentos

A estaca hélice contínua é executada utilizando-se de uma perfuratriz, que, por sua vez, é constituída de uma torre metálica dotada de uma altura apropriada com a profundidade da estaca, contendo nas suas extremidades duas guias, sendo a inferior podendo ser substituída pelo limpador de trado. Além disso, há a presença de uma mesa rotativa e guincho. (ANTUNES & TAROZZO, 1998)

Conforme a NBR 6122, a mesa rotativa é acionada hidráulicamente sob torque apropriado ao diâmetro da estaca e resistência do solo a ser escavado, com o propósito de minimizar o desconfinamento durante a perfuração. A tabela 01 apresenta as características de trabalho da mesa rotativa e do guincho .

Tabela 01 - Características mínimas da mesa rotativa e do guincho

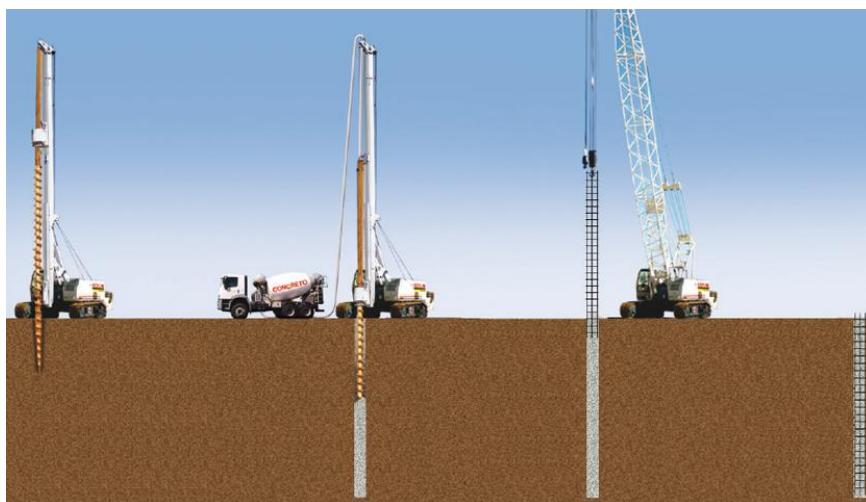
Torque kNm	Arranque Kn	Dimensões das estacas Cm
< 80	400	Ø até 50 cm com comprimento até 17,0 m
80 a 150	400	Ø até 80 cm com comprimento até 27,0 m
≥ 160	700	Ø até 120 cm com comprimento até 30,0 m

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

2.2.2.2 Perfuração

Para a execução de estaca hélice contínua procede-se de três fases conforme demonstrado pela figura 06: perfuração, concretagem e colocação da armação.

Figura 06 - Fases de execução da estaca hélice contínua



Fonte: GEOFUND.com (2018)

A perfuração é o processo no qual, através de uma mesa rotativa localizada no topo da hélice, a esta é aplicado um torque apropriado para vencer a resistência do solo resultando na sua cravação no terreno até a cota de projeto.

A cravação é feita de maneira que a única força vertical atuante seja o peso da hélice com o solo nela contido. Além disso, este avanço deve ser feito de maneira contínua sem a retirada da hélice do terreno, pois é de vital importância que o terreno não seja aliviado, o que tornaria impraticável a execução em solos coesivos como arenosos, com a presença ou não de lençol freático. (ANTUNES & TAROZZO, 1998)

2.2.2.3 Concretagem

Uma vez chegada a profundidade de projeto, a hélice é retirada do solo simultaneamente ao processo de concretagem da perfuração. Este procedimento é possível, pois, através da existência de um tubo central na perfuratriz, ao extrair a hélice do terreno, o concreto é bombeado utilizando o conjunto de bomba e caminhão betoneira.

Segundo Antunes e Tarozzo (1998), há de se monitorar a velocidade da retirada da hélice, pois esta grandeza está diretamente relacionada com a pressão e com o sobreconsumo de concreto. Se negligenciada a velocidade, pode formar vazios entre a retirada da hélice e o seu preenchimento de concreto, ocasionando possíveis estrangulamentos ou seccionamentos do fuste da estaca.

Ainda conforme descrito pelo mesmo autor, durante este processo há de ser feita a limpeza do solo contido na hélice, utilizando-se de força manual ou de limpador de acionamento hidráulico acoplado à haste. A este solo extraído, é dado o prosseguimento de remoção utilizando-se de uma pá carregadeira.

Para o concreto utilizado neste processo, a NBR 6122/10 impõe alguns requisitos básicos, a saber:

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

2.2.2.4 Armadura

A colocação da armadura em formato de gaiola determina a última etapa do processo de execução de estaca hélice contínua. Este procedimento se dá imediatamente após a concretagem, sendo introduzida na estaca por gravidade ou com auxílio de um pilão ou vibrador.

Conforme Antunes e Tarozzo (1998, p. 348), as gaiolas "[...] devem ser constituídas de barras grossas, estribos helicoidal soldado (ponteados) nas barras longitudinais e a extremidade inferior levemente afunilada, para facilitar e evitar sua deformação durante a introdução no concreto."

O mesmo autor ainda preconiza que a armadura deva ser introduzida no eixo da perfuração e que garantam o recobrimento mínimo necessário, utilizando-se, para isso, espaçadores tipo pastilha ou roletes.

2.2.2.5 Vantagens

De acordo com Antunes e Tarozzo (1998), as principais vantagens existentes para se utilizar estaca de hélice continua são:

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

2.2.2.6 Desvantagens

De acordo com Antunes & Tarozzo (1998), as desvantagens da estaca de hélice continua são:

- 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.

A maior desvantagem da hélice continua são os elevados custos de mobilização de equipamentos e para isso é viável um número mínimo de estacas para prevalecer o custo investido.

2.3 Investigação geotécnica

A premissa básica para um projeto seguro e econômico de fundação é o reconhecimento das condições do solo. Através deste procedimento inicial, cujo custo no Brasil oscila entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, os projetistas dispõem de informações geotécnicas que lhes propiciem condições de previsão de custos fixos relacionados ao projeto e sua solução adequada. (SCHINAID, 2000).

Ainda conforme Schinaid (2000), estas sondagens tem o propósito de fornecer aos projetistas de fundação informações do solo resumidas numa estratigrafia de suas

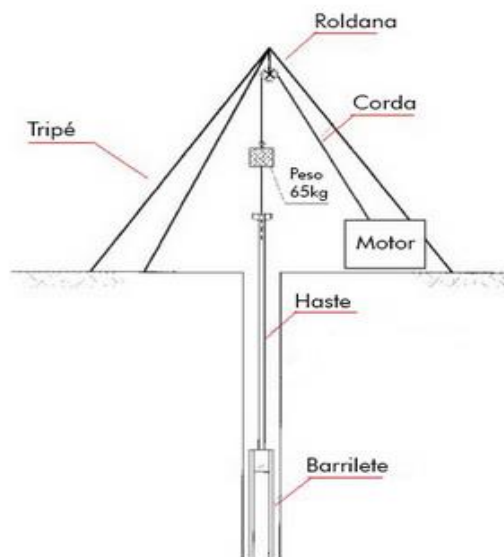
camadas e numa estimativa das suas propriedades geomecânicas. Com esta análise é dado o prosseguimento aos projetos de fundação, estabilidade de talude, dimensionamento de pavimentos, entre outros.

2.3.1 Sondagem a percussão

Também denominada de sondagem de simples reconhecimento e de sondagem com Standard Penetration Test (SPT), este procedimento de caracterização do solo é amplamente utilizado nacional e internacionalmente. A preferência por este método se dá pelas suas vantagens resumidas em: simplicidade do equipamento, baixo custo e possibilidade de utilização de seus valores numéricos com regras empíricas de projeto de fundação. (SCHINAID, 2000).

Conforme ilustrado na figura 07, o equipamento de perfuração limita-se basicamente a um tripé, um barrilete e uma massa metálica padronizada em 65kg sustentada por um cabo de aço passante em uma roldana movido por força manual ou motriz

Figura 07- Sondagem SPT



Fonte: NF Sondas (2018)

2.3.1.1 Processo de execução

A cada metro de solo a ser analisado, o barrilete, constituído de um tubo oco de 45cm de comprimento unido na sua parte superior a uma haste, é cravado no fundo do furo. Para tal fim, usa-se o impacto gerado pela queda livre de uma corpo metálico de 65kg lançado de uma altura de 75cm do ressalto localizado a cima da haste conectada ao barrilete. (OLIVEIRA & BRITO, 2000)

Após a realização do ensaio SPT, gera-se um relatório onde constam a característica do solo e o número de golpes (N_{SPT}) em função da profundidade do subsolo analisada. Aquele dado é obtido através do estudo das camadas de solo recolhidas pelo barrilete e este, é originado pela quantidade de golpes necessários para o amostrador cravar os seus últimos 30cm no fundo da escavação após uma cravação inicial de 15cm. (SCHINAID, 2000)

Com o ensaio SPT e utilizando-se da tabela 02, proposta pela norma NBR 6484/2001, pode-se classificar os solos quanto a sua compactidade e consistência.

Tabela 02 - Compactidade e consistência segundo a resistência à penetração

<i>Solo</i>	<i>Número de golpes</i>	<i>Designação</i>
Compactidade 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

2.3.1.2 Locação de sondagens

Conforme recomendação da Norma Brasileira (NBR) 8036/83 o número de sondagens e suas localizações em planta estão condicionados ao tipo da estrutura, às suas características especiais e às situações geotécnicas do subsolo. Além disso, a quantidade de ensaios deve ser suficientemente realizada de modo a produzir um quadro da provável variação das camadas do maciço em estudo.

Ainda consoante a NBR 8036/83, para qualquer circunstância, há de se realizar o mínimo de duas sondagens para edifícios cuja área de projeção em planta seja de até 200m² e três para área entre 200m² e 400m². Em suma, a tabela 03 resume o número de sondagens recomendado pela norma em função da área de projeção em planta do edifício.

Tabela 03 - 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

2.4 Materiais

2.4.1 Concreto

É constituído da mistura dosada de cimento, agregado fino, agregado graúdo e água, com a possibilidade de eventuais adições de outros produtos químicos, a fim de melhorar algumas de suas propriedades. Sua principal característica é a resistência a compressão, mas, que devido a sua baixa resistência à tração, o concreto simples não é recomendado como um elemento resistente para fins estruturais. (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014)

2.4.2 Aço

Constitui-se de uma liga de ferro e carbono, cujo teor deste último elemento se encontra no limite inferior de 2,04%. Já para os aços utilizados em armaduras para

concreto armado, o teor de carbono varia entre 0,08% e 0,50%. As principais características do aço são a sua resistência a esforços de tração, além de seu alongamento antes da ruptura. (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014)

2.4.3 Concreto Armado

Resultado da combinação entre concreto simples e armadura passiva devidamente posicionada, constituindo um material estrutural capaz de resistir a esforços solicitantes de tração e compressão. Esta característica de resistência se dá devido às propriedades mecânicas dos materiais nele envolvidos, tendo o concreto como o principal resistente a compressão e o aço, à tração. (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014)

2.4.4 Forma

Material de grande uso na construção civil, as formas são elementos estruturais destinadas a dar formato fixo ao concreto fresco enquanto este se solidifica. Durante este processo, há de se garantir a resistência às pressões laterais exercidas pelo concreto e garantir estanqueidade até a finalização do processo de solidificação. (MANUAL SH DE FORMAS, 2008)

2.5 Orçamentos na Construção

Orçamento é uma previsão de gasto, antes de sua execução. Onde se deve estimar o custo para que se chegue ao preço final de uma obra.

Segundo Tisaka (2011).“Para um orçamento bem detalhado deve conter todos os serviços a serem executados, assim, compreendendo o levantamento dos quantitativos físicos do projeto e da composição dos custos unitários de cada serviço.”

Para Gonzalez (2007) não existe apenas um tipo de orçamento, e para fazer a escolha do tipo de orçamento depende da disponibilidade de dados e da finalidade de estimativa.

2.5.1 Custo direto unitário

O Custo direto unitário de acordo com Tisaka (2008) é o gasto de todos os elementos necessários para a construção da obra como materiais, equipamentos e mão de obra, incluindo as despesas de infra-estrutura para execução da obra.

Com isso compreende que custo direto é a somatória dos preços relacionados com os materiais, equipamento e mão-de-obra.

2.5.2 Composição dos preços unitários

É o custo unitário de cada insumo de acordo com seu consumo e produtividade, acrescentando seus preços de acordo com a unidade de serviço. Os insumos nas quais compõem as composições de preços unitários (CPU's) 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 unitário 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)

Os preços dos materiais, equipamentos/hora por unidade de serviço e mão-de-obra/hora, podem ser obtidos através das tabelas e softwares, alguns exemplos são as Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos (TCPO) e softwares como o Volare ambos da editora PINI.

2.5.3 Encargos Sociais

São encargos obrigatórios exigidos pelas leis trabalhistas e previdenciárias.

Existem três tipos de encargos sociais

a) Encargos sociais básicos obrigatórios

“Os encargos sociais básicos e obrigatórios são aqueles constantes da legislação em vigor e são iguais para horista e mensalista.” (Tisaka, 2008)

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.” (Tisaka, 2008)

c) Encargos complementares

“São os benefícios aos trabalhadores provenientes da legislação do trabalho e de acordos confirmados com sindicatos da categoria de cada região.” (Tisaka, 2008)

2.5.4 Custos horários

2.5.4.1 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

$$Sh = Sn \left(1 + \frac{LS}{100} + \frac{EC}{100} \right) \quad (01)$$

Sendo:

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

Sn = salário/hora normal do trabalhador

LS = Leis Sociais

EC = Encargos complementares

2.5.4.2 Elaboração dos custos diretos

Para elaboração do projeto, primeiro deve-se fazer a relação de todos os serviços envolvido sendo assim, fazer o levantamento dos quantitativos de cada unidade envolvida, depois, deve se colocar os respectivos custos unitários obtidos pelas composições do preço unitário e por ultimo multiplicar os quantitativos pelos custos unitários.

Os dados a serem obtidos serão retirados da tabela de composições de preço unitário (TCPO).

A fórmula (02) para calcular o preço total de serviços diretos é:

$$P_{total} = EP_{total} + MP_{total} + S_{total} + MO_{total} \quad (02)$$

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

Para calcular o preço total dos equipamentos é dado pela formula (03):

$$EP_{total} = Qnt \times Prod \times P.unit.Produ + Qnt \times Impro \times P.unit.Impro \quad (03)$$

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 expressado pela formula (04):

$$MP_{total} = Qnt \times P. unit \quad (04)$$

Onde:

MP_{total} = Preço total do material

Qnt = Quantidade

$P. unit$ = Preço unitário

O preço total dos serviços – Composições auxiliares é apresentada pela formula (05):

$$SP_{total} = Qnt \times P. Unit \quad (05)$$

Onde:

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

Qnt = Quantidade

$P. Unit$ = Preço unitário

Para se calcular o preço total da mão de obra deve seguir a formula (06):

$$MOP_{total} = Qnt \times P. Unit \quad (06)$$

Onde:

MOP_{total} = Preço total da mão de obra

Qnt = Quantidade

$P. Unit$ = Preço unitário

2.6 Métodos de cálculo para dimensionamento de fundação

2.6.1 Capacidade de carga

Alonso (1991) define como capacidade de carga contra a ruptura de um elemento de fundação, como sendo a carga que aplicada ao mesmo, acarreta o colapso ou escoamento do solo que dá suporte ao próprio elemento. Sendo a capacidade de carga o menor entre os seguintes valores:

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. Uma suposição bem didática para explicar o conceito físico é por meio de incrementos sucessivos de cargas de compressão na estaca, onde se mobiliza o máximo atrito lateral até máxima resistência de ponta, situação em que a estaca estaria na iminência de deslocar-se incessantemente para baixo, tal modo de ruptura é denominada ruptura nítida. Neste caso o termo ruptura tem significado especial sem qualquer relação com despedaçar ou quebra

da fundação, apenas com a ocorrência de recalque incessante da estaca, o qual só com a redução da carga aplicada na estaca que é interrompido. Entretanto podem ocorrer casos em que a capacidade de carga seja superior à resistência à compressão da estaca e então se devem prevalecer como valor limite a resistência da própria estaca.

2.6.2 Métodos semi-empíricos

Para o cálculo de capacidade de carga de estacas, pode-se fazer uso de fórmulas teóricas. No entanto, com o argumento de que estas fórmulas não geram resultados confiáveis, vários autores têm sugerido métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e ajustados com provas de carga.

Com o propósito de determinar a capacidade de carga ou carga admissível de estacas, serão utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

2.6.3 Método Aoki e Velloso (1975)

O 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 que a metodologia de avaliar a capacidade de carga de estacas possa ser aplicada nos ensaio de penetração SPT, deve-se utilizar o coeficiente K.

A partir da equação (07) geral da capacidade de carga expressa como:

$$R = R_L + R_P \quad (07)$$

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;

Têm-se para as resistências lateral (R_L) e de ponta (R_P) as respectiva formula (08) :

$$R_L = U \Sigma (r_L \Delta_L) \quad (08)$$

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 é dada pela formula (09) ;

$$e \quad R_P = r_P A_P \quad (09)$$

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, chega-se a seguinte expressão (10) para a capacidade de Carga (R)

$$R = U \Sigma (R_L \Delta_L) + r_P A_P \quad (10)$$

em que r_L e r_P são incógnitas geotécnicas.

Os autores 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 (11):

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (11)$$

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 na equação (12)

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (12)$$

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 a 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}) pela formula (13):

$$q_c = KN_{SPT} \quad (13)$$

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) conforme a formula (14):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (14)$$

Onde:

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

Logo tem a formula (15) :

$$f_s = \alpha q_c = \alpha k N_{spt} \quad (15)$$

sendo que α é função do tipo do solo.

Reescrevendo as equações precedentes para r_p e r_L tem a formula (16):

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1} \quad (16)$$

Onde:

N_p = Índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca obtido pela sondagem mais próxima conforme a equação (17);

e

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad (17)$$

Onde:

N_L = Índice de resistência à penetração médio 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 (18) semiempírica:

$$R = \frac{K N_P}{F_1} A_P + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) \quad (18)$$

Aoki e Velloso estabeleceram os valores de α e K representados na tabela 05, baseando-se em suas experiências e em valores literários. Quanto a determinação dos fatores de correção F_1 e F_2 exibidos na tabela 04, os autores lançaram mão 63 provas de carga realizados em vários estados do Brasil.

Tabela 04 - 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 05 - Valores dos Coeficientes α e K

Tabela 05 - 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)

2.6.4 Método Décourt-Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) desenvolveram este método de dimensionamento de capacidade de carga com base nos valores N do ensaio de SPT. Sua aplicação foi inicialmente restrita às estacas de deslocamento e posteriormente estendidas às outras variedades de estacas.

A projeção da tensão de atrito lateral (r_p) para uma determinada estaca é alcançada 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 estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo o limite de $N_L \leq$

15 para estacas Strauss e tubulões a céu aberto. O cálculo da resistência de atrito lateral é determinado, portanto, através da seguinte expressão (19):

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (19)$$

Quanto a estimativa de capacidade de carga junto à ponta da estaca (r_p), Decourt e Quaresma desenvolveram a seguinte equação (20):

$$r_p = C N_p \quad (20)$$

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

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

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad (21)$$

Tabela 06 - 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: (Décourt, 1978)

Tabela 07 - 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: (Décourt, 1978)

Tabela 08 - 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: (Décourt, 1978)

2.6.5 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 equação (22 e 23):

$$q_p = \alpha \times \overline{N_p} \quad (22)$$

$$q_L = \beta \times \overline{N_L} \quad (23)$$

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 (4<N<40)</i>	<i>Pré-moldadas de concreto e metálicas</i>	<i>Tipo Franki</i>	<i>Escavadas a Céu aberto</i>	<i>Estaca 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 (24):

$$Q_u = \alpha \times \overline{N_p} \times A_p + \beta \times \overline{N_L} \times A_L \quad (24)$$

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 recomendada 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).

2.6.6 Carga admissível

Para um determinado conjunto de estacas de mesmo tipo e mesma seção transversal, há diferentes resultados de capacidade de carga (R). Isto se deve ao comportamento heterogêneo do solo ao longo de seu comprimento e profundidade, o que possibilita um tratamento matemático de R , introduzindo o valor de R_{med} , definido como o valor médio de capacidade de carga com 50% de probabilidade de ocorrência de valores menores. (CINTRA & AOKI, 2010)

Á partir do valor médio de capacidade de carga R_{med} , este é reduzido por um fator de segurança (F_s) sendo assim, determinado o conceito de carga admissível (P_a):

$$P_a = \frac{R_{med}}{F_s}$$

Quanto aos valores do fator de segurança, a NBR 6122:2010 determina que o FS utilizado seja igual para o cálculo de cargas admissíveis de estacas, cujas capacidades de cargas foram determinadas por métodos semi-empíricos. Além disso, a norma específica que, para estacas escavadas, no máximo 20% da carga admissível seja suportada pela ponta da estaca, ou então, no mínimo 80% da resistência lateral.

De maneira semelhante aos diversos métodos de dimensionamento de capacidade de carga, há diferentes formas de determinar as cargas admissíveis conforme determinam diversos autores. Aoki e Velloso (1975) utilizam o mesmo fator de segurança normatizado igual a dois:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_P}{2}$$

Por outro lado Décourt e Quaresma (1978) utilizam diferentes fatores de segurança para as parcelas de resistência de ponta e resistência lateral de acordo com a equação (24):

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (24)$$

2.6.7 Carga de catálogo

Ao contrário da carga admissível (P_a), a carga de catálogo considera exclusivamente a resistência estrutural da estaca, sem levar em conta as características geotécnicas do solo que a envolve. Para esse fim, ao se multiplicar a tensão admissível do material de uma determinada estaca pela seção transversal de seu fuste, resulta uma carga admissível da estaca (P_e).

As cargas de catálogo, para fins de projeto, são encontradas nos catálogos dos fabricantes ou executores da estaca em função da seção transversal do fuste e do tipo da estaca. Ao tomar conhecimento dos valores da carga admissível da estaca e da carga admissível do solo, deve-se adotar para o dimensionamento de fundação o menor dos dois valores a fim de garantir segurança ao elemento mais fraco.

Abaixo, seguem os catálogos de estacas pré-moldadas de concreto que serviram de base para o desenvolvimento deste trabalho:

Figura 08- Catálogo de estacas pré-moldadas da SOTEF engenharia

ESTACAS PADRÃO QUADRADAS PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	A _{conc} (cm ²)	A _{cheta} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ²)	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 _{cheta} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ²)	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 _{cheta} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ²)	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 09- Catálogo de estacas pré-moldadas da Estacas HC

ESTACAS PADRÃO CIRCULARES PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	A _{conc} (cm ²)	A _{cheta} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	r _{min} (cm)	Compressão N _k (tf)	Tração N _k (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	A _{conc} (cm ²)	A _{cheta} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	r _{min} (cm)	Compressão N _k (tf)	Tração N _k (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	A _{conc} (cm ²)	A _{cheta} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	r _{min} (cm)	Compressão N _k (tf)	Tração N _k (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

2.6.8 Quantidade de estacas por bloco

O cálculo da quantidade de estacas necessárias num bloco para transmitir ao solo a carga aplicada por um pilar, procede-se da seguinte maneira equação (25):

$$N_e \geq \frac{P_{pilar}}{P_{adm}} \quad (25)$$

N_e = Número de estacas

P_{pilar} = Carga do pilar

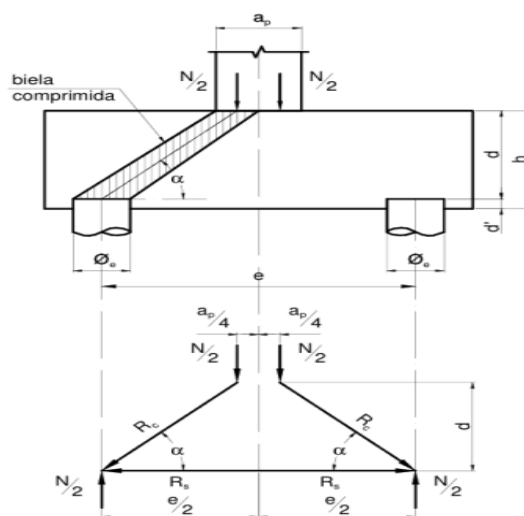
P_{adm} = Carga admissível da estaca, isto é, o menor valor entre a carga admissível do solo e a carga admissível de catálogo da estaca.

2.6.9 Dimensionamento de blocos de coroamento

2.6.9.1 Blocos sobre duas estacas:

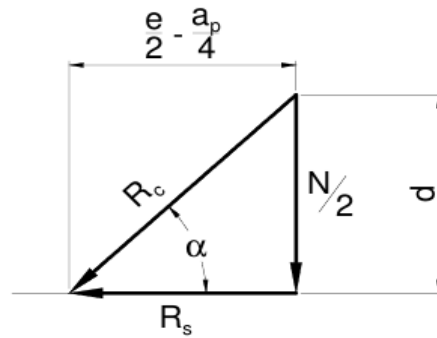
Para esse procedimento foi utilizado o “Método das Bielas”, desenvolvido por Blévolt. A Figura 10 apresenta o esquema de cálculo de um bloco sobre duas estacas, bem como a sequência lógica para a verificação dos termos que influenciam o seu dimensionamento, e limitações impostas por norma.

Figura 10: Dimensões geométricas do bloco



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

Figura 11: Demonstração de forças atuantes



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

O ângulo de inclinação da biela comprimida é expressa pela equação (26):

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (26)$$

Novamente através do polígono de forças atuantes no bloco, vide figura 11, tem-se a equação (27):

$$\tan \alpha = \frac{N}{R_s} \quad (27)$$

A força de tração no tirante ou na armadura principal é dada pela formula (28):

$$R_s = \frac{N(2e - a_p)}{8d} \quad (28)$$

a) Recomendações para altura útil:

Quanto á altura útil do bloco - definida entre a distância que separa a cabeça da estaca e a face superior do bloco - esta deve estar vinculado a um ângulo de inclinação entre o tirante e às bielas, que atendam a seguinte condição conforme equação (29):

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (29)$$

Blévoit (1967) destaca a importância de se respeitar esse intervalo para valores de ângulos de inclinação das bielas a fim de se garantir que os blocos tenham comportamentos adequados para a formulação sugerida. Caso contrário, não se pode garantir que o modelo tenha comportamento de bloco, sendo necessário a adoção de outros critérios para a resolução dos mesmos. (OLIVEIRA,2009)

Os extremos mínimo e máximo da altura útil d conforme equação (30 e 31):

$$d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (30)$$

$$d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (31)$$

Segundo Bastos (2013), o valor mínimo de d' em cm deve ser dado conforme equação (32):

$$d' \geq \begin{cases} 5 \\ a_{est} \\ 5 \end{cases} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \quad (32)$$

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

Quanto a altura do bloco, esta é determinada pela seguinte expressão (33):

$$h = d + d' \quad (33)$$

Para garantir a ancoragem da armadura longitudinal vertical do pilar no bloco há de se cumprir com a seguinte condição equação (34):

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (34)$$

Uma vez determinada a altura útil d , pode-se determinar o ângulo α conforme formula(35)

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e - a_p}{2} \frac{a_p}{4}} \quad (35)$$

Ao determinar-se a altura do bloco e suas dimensões em planta, há de se verificar a sua condição de rigidez de acordo com a formula (36):

$$h \geq \frac{(a-a_p)}{3} \quad (36)$$

a) Verificação das tensões de compressão nas bielas:

Para a formulação geral da tensão de compressão nas bielas utiliza-se polígono de forças da figura 5.6, de onde é possível obter a seguinte expressão (37):

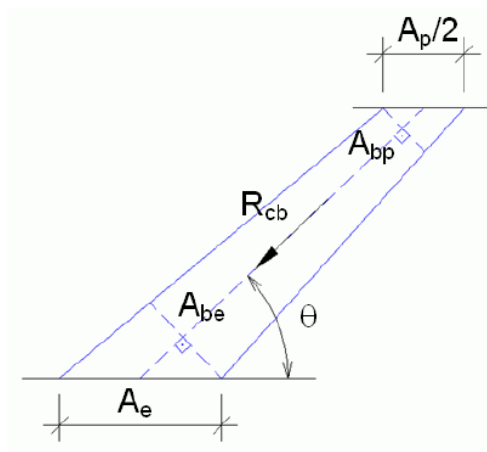
$$\text{sen } \alpha = \frac{N}{R_c} \quad (37)$$

por conseguinte, a força de compressão exercida sobre a biela é verificada pela equação (338):

$$R_c = \frac{N}{2 \text{ sen } \alpha} \quad (38)$$

Uma vez que as seções das bielas são inconstantes ao longo da altura do bloco, tendo em vista a figura 12, é preciso averiguar as tensões mínima e máxima 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 á estaca.

Figura 12: 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 formula (39):

$$A_{bp} = \frac{1}{2} A_p \text{ sen } \alpha \quad (39)$$

A tensão normal de compressão na biela junto ao pilar é resultado do quociente entre a força na biela pela sua área é dada pela formula (40 e 41):

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{R_c}{A_{bp}} \quad (40)$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{ sen}^2 \alpha} \quad (41)$$

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 a 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 pela equação (42):

$$A_{be} = A_e \text{ sen } \alpha \quad (42)$$

Seguindo com a definição básica de tensão, tem-se a tensão de compressão na biela junto à estaca caracterizada pela formula (43 e 44):

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{R_c}{2A_{be}} \quad (43)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \text{ sen}^2 \alpha} \quad (44)$$

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), Blévoet estabeleceu a formula (45):

$$\sigma_{cd,b,est,lim} = \sigma_{cd,b,pil,lim} = 1,4K_R f_{cd} \quad (45)$$

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.

b) 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 expressão (46):

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \quad (46)$$

Segundo Bastos (2013), ao analisar resultados de ensaios, Blévoet constatou que as forças desenvolvidas nas armaduras principais foram 15% superiores àquelas apontadas pelo cálculo teórico, conforme formula (47 e 48).

$$R_s = \frac{1,15N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (47)$$

$$A_s = \frac{1,15Nd}{8df_{yd}} (2e - a_p) \quad (48)$$

c) 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 pela formula (49):

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{min/face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min/face} = 0,075B \left(\frac{cm^2}{m}\right) \quad (49)$$

$$\therefore \left(\frac{A_{sp}}{s}\right) = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,075.B$$

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

Quanto ao espaçamento máximo para a armadura de pele, a NBR 6118 recomenda expressão (50):

$$s_{pel,max} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases} \rightarrow s_{pel,max} \leq 20 \text{ cm} \quad (50)$$

ao passo que Bastos (2013) sugere o valor mínimo conforme formula (51):

$$s_{pel,max} \geq 8cm \quad (51)$$

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

- sobre as estacas:

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

- na outras posições além das estacas: $s_{est,max} \leq 20cm$ (53)

Figura 13 - 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.

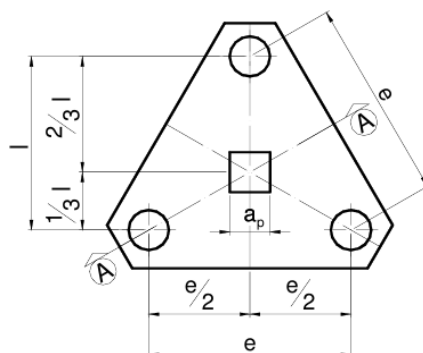
Fonte: UNESP (Bauru/SP) – Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

2.6.9.2 Blocos sobre três estacas

a) Dimensionamento geométrico:

De acordo com as dimensões mínimas e máximas recomendadas por Bastos (2013), são adotados os seguintes valores para as dimensões em planta (Figura 14) do bloco:

Figura 14: Dimensões em planta bloco sobre três estacas



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

Para a distância entre eixo de estacas cravadas tem se a expressão (53):

$$e = 2,5 \times \phi_e \quad (53)$$

A distância z entre as faces do bloco e da estaca deve atender a seguinte condição expressão (54):

$$z \geq 15\text{cm} \quad (54)$$

Uma vez determinada a dimensão z pode-se determinar as dimensões L e ℓ do bloco conforme formula (55 e 56):

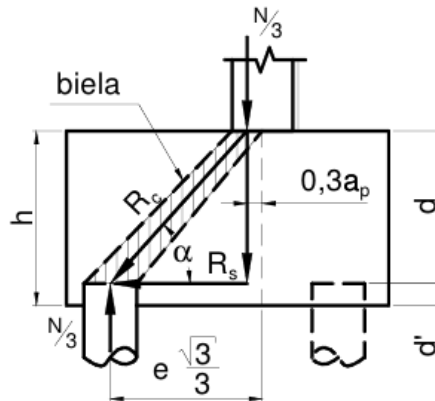
$$\ell = e \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \quad (55)$$

$$L = \ell + \phi_e + 2 \cdot z \quad (56)$$

b) Força de tração nos tirantes:

No interior de um bloco sobre três estacas, há a atuação de forças atuantes sobre bielas comprimidas conforme demonstradas na figura 15. Desta maneira, há o estabelecimento de uma treliça espacial cujas barras tracionadas (tirantes) e diagonais comprimidas (bielas) estão, respectivamente, submetidas às forças R_s e R_c .

Figura 15: Representação das bielas.

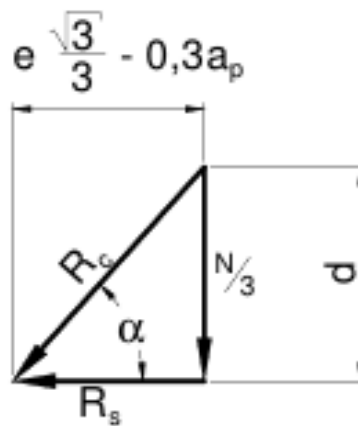


Fonte: UNESP (Bauru/SP) – Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

A rotina de projeto segue de modo a determinar a força de tração nos tirantes e verificar a tensão de compressão das bielas.

Da força aplicada pelo pilar sobre o bloco, neste, surge um polígono de forças atuantes conforme a figura 16:

Figura 16: Demonstração de forças atuantes.



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

O ângulo de inclinação da biela comprimida é expressa em função da tangente formada entre a força de compressão na biela e a força de tração no tirante tem se a formula (56):

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \quad (56)$$

Novamente através do polígono de forças atuantes no bloco, vide figura 13, tem-se a formula (57):

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} \quad (57)$$

A força de tração no tirante ou na armadura principal é dada pela formula (58):

$$R_s = \frac{N}{9} \left(\frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right) \quad (58)$$

sendo a_p a seção transversal quadrada do pilar. Para pilares retangulares, há se adotar o pilar de seção quadrada equivalente dada pela equação (59):

$$a_{p,equi} = \sqrt{a_p \cdot b_p} \quad (59)$$

b) Recomendações para a altura útil do bloco

A altura útil é definida entre a distância que separa a cabeça da estaca e a face superior do bloco. E a esta altura, deve estar vinculado um ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas, que atendam a seguinte condição indicada por Blévoit (60):

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (60)$$

Substituindo os ângulos limites α na expressão, têm-se os extremos mínimo e máximo da altura útil d tem se a formula (61 e 62):

$$d_{min} = 0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (61)$$

$$d_{max} = 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (62)$$

Além disso, Bastos (2013) indica que o valor mínimo de d' em cm deve ser conforme expressão (63):

$$d' \geq \begin{cases} 5 \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} = \frac{1\sqrt{\pi}}{5} \frac{\phi_e}{2} \quad (63)$$

Uma vez determinados o $d_{m\acute{a}x}$ e d' pode-se determinar a máxima altura h para o bloco tem se a formula (64):

$$h_{max} = d_{m\acute{a}x} + d' = \quad (64)$$

Adotando a altura do bloco h , a altura útil resulta na formula (65):

$$h = d + d' \quad (65)$$

Verifica-se que a altura útil adotada atende aos valores mínimo e máximo a acima propostos conforme expressão (66):

$$d_{m\acute{i}n} < d \quad (66)$$

Para garantir a ancoragem à compressão da armadura longitudinal vertical do pilar há de se cumprir com a seguinte condição da expressão (67):

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (67)$$

Uma vez determinada a altura útil d , pode-se determinar o ângulo de inclinação α da biela comprimida conforme formula (68):

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p} \quad (68)$$

Determinadas a altura do bloco e suas dimensões em planta, há de se verificar a sua condição de rigidez conforme formula (69):

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (69)$$

c) Tensão de compressão nas bielas de concreto

Através do polígono de forças da figura 13, é possível obter a seguinte expressão (70):

$$\text{sen } \alpha = \frac{N}{R_c} \quad (70)$$

por tanto, a força de compressão exercida sobre a biela é verificada pela expressão (71):

$$R_c = \frac{N}{3 \text{ sen } \alpha} \quad (71)$$

Uma vez que as seções das bielas são inconstantes ao longo da altura do bloco, é preciso averiguar as tensões mínima e máxima desenvolvidas sob a ação da força R_c . Aquela tensão é verificada na seção da biela junto ao pilar, e esta, na seção junto á estaca.

Estabelecendo a área da biela na base do pilar A_{bp} em função da seção transversal do pilar A_p tem-se a formula (72):

$$A_{bp} = \frac{1}{3} A_p \text{ sen } \alpha \quad (72)$$

A tensão normal de compressão na biela junto ao pilar é resultado do quociente entre a força na biela pela sua área conforme formula (73 e 74):

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{R_c}{A_{bp}} \quad (73)$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \sin^2 \alpha} \quad (74)$$

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 a 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:

$$A_{be} = A_e \sin \alpha$$

Seguindo com a definição básica de tensão, tem-se a tensão de compressão na biela junto à estaca caracterizada pela formula (75 e 76:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{R_c}{A_{be}} \quad (75)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3A_e \sin^2 \alpha} \quad (76)$$

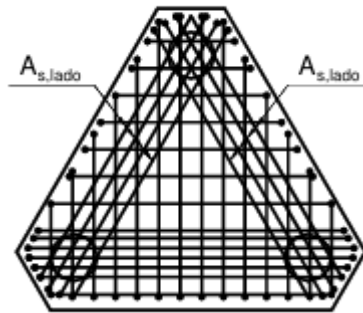
d) Verificação das tensões limites

$$\sigma_{cd,b,est,lim} = \sigma_{cd,b,pil,lim}$$

e) Armaduras

Para blocos sobre três estacas existem diferentes modos de posicionamento e detalhamento da armadura principal. Conforme expostas nos ensaios de Blévoit, a principal e mais usual configuração das armaduras para este tipo de bloco é o arranjo das barras paralelas aos lados com malha inferior ortogonal (Figura 17). Esta abordada detalhadamente neste artigo, por ser o tipo de armadura escolhida para o detalhamento dos blocos.

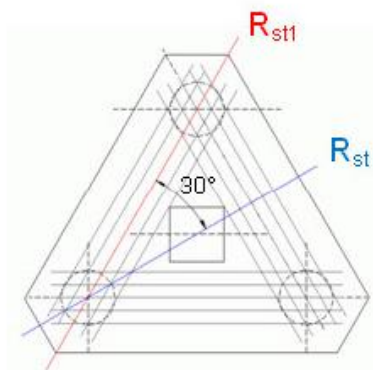
Figura 17: Armadura segundo os lados



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

Conforme pode ser notado na figura 18, a força de tração R'_s para o cálculo das barras das armaduras dispostas segundo os lados do bloco formam um ângulo de 30° com a força R_s .

Figura 18: Forças atuantes.



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

Pela lei dos senos e considerando o polígono de forças ilustrado na figura 18, tem-se a equação (77):

$$\frac{R_s}{\text{sen } 120^\circ} = \frac{R'_s}{\text{sen } 30^\circ} \rightarrow R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (77)$$

Quanto às armaduras principais paralelas ao bloco, estas são dispostas sobre as cabeças das estacas, de modo a resistir às forças de tração desenvolvidas ao longo dos tirantes. Considerando o escoamento do aço no estado limite último, tem-se a formula (78 e 79):

$$A_{s,lado} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} \quad (78)$$

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}N_d}{27df_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) \quad (79)$$

Segundo Bastos (2013), deve-se acrescentar na região inferior ao bloco uma armadura em malha, com áreas de aço nas duas direções conforme equação (80):

$$A_{s,malha} = \frac{1}{5} A_{s,lado} \quad (80)$$

Para bloco sobre três estacas, a armadura de suspensão é dada pela formula (81):

$$A_{s,susp.tot} = \frac{N_d}{4,5 \cdot f_{yd}} \quad (81)$$

Já a armadura de suspensão por face do bloco é dada pela expressão (82):

$$A_{s,susp.face} = \frac{A_{s,susp.tot}}{3} \quad (82)$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha serão também a armadura de suspensão, deve-se ter:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp.face} \rightarrow A_{s,malha}$$

f) Armaduras complementares

Conforme proposto por Bastos (2013), há a necessidade de armadura de pele em cada face vertical lateral do bloco em formato de estribos ou simplesmente em barras horizontais, com o objetivo de minimizar eventuais fissuras nessas faces, constituindo-se de:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} \quad (83)$$

em que $A_{s,total}$ é a armadura principal total, conforme expressão (84 e 85):

$$A_{s,total} = 3A_{s,lado} \quad (84)$$

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} 3A_{s,lado} \quad (85)$$

Para a armadura de pele de três blocos, têm-se as mesmas condições de espaçamento para blocos de duas estacas. De mesmo modo, pode-se utilizar a figura 13 para a adoção das barras de aço e espaçamentos efetivos. Com isso, tem-se o seguinte espaçamento efetivo para a armadura de pele conforme formula (86):

$$S_{efet.} = \frac{d - e_{cobrimento}}{Qntd \text{ barras} - 1} \quad (86)$$

Verificando as condições máximas e mínimas de s expressão (87):

$$S_{mín.} = 8cm \leq \quad (87)$$

Conforme já exposto na expressão, a armadura superior é dada pela formula (88):

$$A_{s,sup} = \frac{1}{5} \cdot A_{s,lado} \quad (88)$$

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 complexo educacional SENAC-AR/RN, com sede na Rua São Tomé, 444, Cidade Alta, Natal/RN. Nele, o sistema de fundação adotado e foi a estaca tipo hélice contínua, vistos 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 7,00m e 10,00m, procurou-se trabalhar medidas modulares, evitando cortes e sobras de material. 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

O estudo de caso refere-se a um complexo educacional de 3 pavimentos, cuja obra iniciada em 2012 com previsão de término para outubro de 2015, está localizado em Natal RN. Os nomes da edificação e dos projetistas responsáveis pelo empreendimento serão preservados neste presente trabalho.

4.1 Investigação geotécnica do terreno

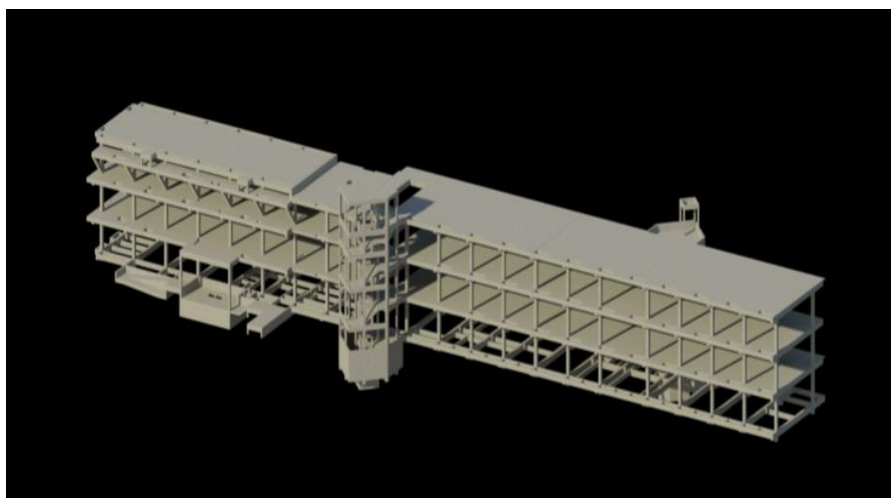
Para a realização do projeto de fundação em questão, foram realizados 12 (Doze) perfis de sondagem SPT no terreno, obedecendo as prerrogativas da NBR 6484/2001 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT.

Um exemplar destes perfis de sondagem, assim como a planta de fundação com as localizações dos furos estão apresentados no ANEXO A e ANEXO B.

4.2 Descrição física da edificação

A edificação analisada trata-se de um complexo educacional pertencente ao governo do Rio Grande do Norte administrado pelo Senac/RN. Com 3 pavimentos e 3m de pé direito cada.

Figura 19 – Estrutura em estudo



Fonte: folder do empreendimento

4.2.1 Superestrutura

Sua superestrutura é composta por uma torre, constituída por 3 pavimentos de apartamentos tipo. A construção da Escola de Hotelaria e Turismo contemplará três cozinhas didáticas, totalmente equipadas com os utensílios mais modernos; sala teórica de gastronomia; laboratórios de garçom, camareira, recepcionista, enologia e informática; e mais sete salas de aula.

Quanto aos pilares, esta edificação conta com variadas seções transversais e cargas de compressão alcançando respectivamente valores de 0,19mx2,40m e 5779,13 kN. As plantas de locação dos pilares com as cargas estão expostas no ANEXO B.

4.2.2 Infraestrutura

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 B, com diâmetro 0,40m, e variando sua profundidade entre 4,00m e 7,20m.

Ao todo, foram executadas 124 estacas do tipo hélice contínua, variando entre uma a três por bloco. Conforme observação presente na tabela do ANEXO B.

4.3 Pré-Dimensionamento da Fundação

Para o pré-dimensionamento da fundação em estacas pré-moldadas utilizou-se dos carregamentos gerados pelo pilar P10 (carregamento mais elevado) e condições geotécnicas conforme SPT. Esta conjuntura se mostrou o pior cenário para o desempenho das estacas.

Utilizando 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 11,00m, 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 50.

Para critérios de dimensionamento usaremos como referência o método que indicar o menor consumo de estacas por bloco.

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 9:

- Modelo = HC260
- Diâmetro = 0,42m
- Perímetro = 0,82m
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 KN$
- Comprimento = 11,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de $166 tf = 1660 KN$

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:

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

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 -2,00 m, composto por solo Areia, tem-se a formula (88 e 89):

$$N_{med} = \frac{(1 + 1)}{2} = \frac{2}{2} = 1 \quad (88)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia:

$$K = 1MPae \alpha = 1,4\%$$

$$R_{L1} = \frac{0,014 \times 1 \times 10^6 \times 1}{3,5} \times 0,82 \times 1 = 3,28KN \quad (89)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -2 m a -8,00 m, composto por solo Areia Siltosa:

$$N_{med} = \frac{(8 + 11 + 13 + 14 + 16)}{5} = \frac{62}{5} = 12,4 \quad (90)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia Siltosa:

$$K = 0,8MPae \alpha = 2\%$$

$$R_{L2} = \frac{0,02 \times 0,8 \times 10^6 \times 12,4}{3,5} \times 0,82 \times 7 = 325,37 KN \quad (91)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -9,00 m a -12,0m, composto por solo Areia com pedregulhos:

$$N_{med} = \frac{(16 + 11 + 19 + 19 + 50)}{5} = \frac{99}{5} = 19,8 \quad (92)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia com pedregulhos:

$$K = 1MPa \text{ e } \alpha = 1,4\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,01 \times 0,014 \times 10^6 \times 19,8}{3,5} \times 0,82 \times 4,00 = 2,6 \text{ KN} \quad (93)$$

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 – 11,00 m
- Areia com pedregulhos com $N_{SPT} = 12$
- 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 Areia com pedregulhos:

$$K = 1,00MPa \text{ e } F_1 = 1,75$$

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 formula (94):

$$R_p = \frac{1 \times 10^6 \times 12}{1,75} \times 0,0531 = 364,11 \text{ KN} \quad (94)$$

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) conforme expressão (95).

$$R = 364,11 + (3,28 + 325,37 + 2,6) \quad (95)$$

$$R = 695,33 \text{ KN}$$

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).

$$P_a = \frac{695,33}{2} = 347,66 \text{ KN} \quad (96)$$

4.3.1.2 Método de Decourt - Quaresma

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

- Modelo = HC260
- Diâmetro = 0,42 m
- Perímetro = 0,82m
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 \text{ KN}$
- Comprimento = 11,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de $166 tf = 1660 \text{ KN}$
- 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.

$$N_L = \frac{(1 + 1 + 8 + 11 + 13 + 14 + 16 + 16 + 19 + 11 + 10 + 50)}{12}$$

$$N_L = \frac{170}{12} = 14,16 \quad (97)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{14,16}{3} + 1 \right) \times 0,82 \times 10 = 469,04 \text{ kN} \quad (98)$$

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 – 10,00 m
- Areia com pedregulhos com $N_{SPT} = 12$
- 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 Areia com pedregulhos, $C = 400 \text{ KPa}$

$$N_p = \frac{(12 + 9 + 30)}{3} = 17 \quad (99)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 400 \times 10^3 \times 17 \times 0,0531 = 361,08 \text{ KN} \quad (100)$$

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)

$$R = 830,12 \text{ KN}$$

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 conforme formula (101).

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{361,08}{4} + \frac{469,04}{1,3} = 451,07 \text{ KN} \quad (101)$$

4.3.1.3 Método Teixeira

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

- Modelo = HC260
- Diâmetro = 0,42 m
- Perímetro = 0,82m
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 \text{ KN}$
- Comprimento = 11,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de $166 \text{ tf} = 1660 \text{ KN}$

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 – 11,00 m
- Areia com pedregulhos com $N_{SPT} = 12$
- Área da ponta (A_p) estaca circular HC 260 (figura 09) = 0,0531m²
- Comprimento da estaca (A_L) = 11,00 m

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

$$\alpha = 440 \text{ KPa} \quad \text{e} \quad \beta = 4 \text{ KPa}$$

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).

$$N_P = \frac{(12+12)}{2} = 12 \quad (102)$$

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

$$N_L = \frac{(1 + 1 + 8 + 11 + 13 + 14 + 16 + 16 + 19 + 11 + 10 + 50)}{12}$$

$$N_L = \frac{170}{12} = 14,16 \quad (103)$$

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

$$Q_u = \alpha \times \bar{N}_P \times A_P + \beta \times \bar{N}_L \times A_L \quad (104)$$

$$Q_u = 440 \times 12 \times 0,0531 + 4 \times 14,16 \times 10 = 846,768 \text{ KN}$$

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

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} = \frac{846,768}{2} = 423,38 \text{ KN} \quad (105)$$

4.3.1.4 Quantidade de estacas no bloco

$$Aoki - Velloso / Decourt - Quaresma / Teixeira \quad (106)$$

$$Aoki - Velloso = \frac{(1660)}{347,66} = 4,77 \Rightarrow 5 \text{ estacas}$$

$$Decourt - Quaresma = \frac{(1660)}{451,07} = 3,68 \Rightarrow 4 \text{ estacas} \quad (107)$$

$$Teixeira = \frac{(1660)}{423,38} = 3,92 \Rightarrow 4 \text{ estacas}$$

4.4 Dimensionamento da estaca pré-moldada quadrada protendida maciça

4.4.1.1 Método Aoki e Velloso

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

- Modelo = 26x26cm
- Perímetro = 1,04m
- Carga de catálogo = $124tf = 1216,44 KN$
- Comprimento = 11,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de $166 tf = 1660 KN$

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:

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

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 -2,00 m, composto por solo Areia, tem-se a formula (108):

$$N_{med} = \frac{(1 + 1)}{2} = \frac{2}{2} = 1 \quad (108)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia:

$$K = 1,00MPae \alpha = 1,4 \%$$

$$R_{L1} = \frac{0,014 \times 1 \times 10^6 \times 1}{3,5} \times 1,2 \times 1 = 4,8 KN \quad (109)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -2,00 m a -8,00 m, composto por solo Silte Argiloso vermelho:

$$N_{med} = \frac{(8 + 11 + 13 + 14 + 16)}{5} = \frac{62}{5} = 12,4 \quad (110)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia siltosa:

$$K = 0,8MPa e \alpha = 2\%$$

$$R_{L2} = \frac{0,02 \times 0,8 \times 10^6 \times 12,4}{3,5} \times 1,2 \times 7 = 476,16 KN \quad (111)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -8,00 m a -12,00 m, composto por solo Areia com pedregulhos:

$$N_{med} = \frac{(16 + 11 + 19 + 19 + 50)}{5} = \frac{99}{5} = 19,8 \quad (112)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia com pedregulhos:

$$K = 1MPae \alpha = 1,4 \%$$

$$R_{L3} = \frac{0,014 \times 1,00 \times 10^6 \times 19,8}{3,5} \times 1,2 \times 4,00 = 380,16 \text{ KN} \quad (113)$$

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 - 11,00 m
- Areia com pedregulhos com $N_{SPT} = 12$
- 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 Areia com pedregulhos:

$$K = 1,00 \text{ MPa e } F_1 = 1,75$$

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:

$$R_p = \frac{1,00 \times 10^6 \times 12}{1,75} \times 0,09 = 617,14 \text{ KN} \quad (114)$$

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)

$$R = 617,14 + (4,8 + 476,16 + 380,16) \quad (115)$$

$$R = 1478,26 \text{ KN}$$

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).

$$P_a = \frac{1478,26}{2} = 739,13 \text{ KN} \quad (116)$$

4.4.1.2 Método de Décourt - Quaresma

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

- Modelo = 26x26cm
- Perímetro = 1,04m
- Carga de catálogo = 124tf = 1216,44 KN
- Comprimento = 00,00 m
- Ensaio SPT =(ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de 166 tf = 1660 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.

$$N_L = \frac{(1 + 1 + 8 + 11 + 13 + 14 + 16 + 16 + 19 + 11 + 10 + 50)}{12}$$

$$N_L = \frac{170}{12} = 14,16 \quad (117)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{14,16}{3} + 1 \right) \times 1,2 \times 10 = 686,4 \text{ kN} \quad (118)$$

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 - 11,00 m
- Areia com pedregulhos com $N_{SPT} = 12$
- 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 Areia com pedregulhos, $C = 400 \text{ KPa}$

$$N_p = \frac{(12 + 9 + 30)}{3} = 17 \quad (119)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 400 \times 10^3 \times 17 \times 0,09 = 612 \text{ KN} \quad (120)$$

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).

$$R = 1298,4 \text{ KN}$$

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.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{612}{4} + \frac{698,4}{1,3} = 690,23 \text{ KN} \quad (121)$$

4.4.1.3 Método Teixeira

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

- Modelo = 26x26cm
- Perímetro = 1,04m
- Carga de catálogo = $124tf = 1216,44 KN$
- Comprimento = 11,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de $166 tf = 1660KN$

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 – 11,00 m
- Areia com pedregulhos com $N_{SPT} = 12$
- Área da ponta (A_p) estaca quadrada 30x30cm (figura 10) = 0,09m²
- Comprimento da estaca (A_L) = 11,00 m

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

$$\alpha = 440 KPa \quad e \quad \beta = 4 KPa$$

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).

$$N_p = \frac{(12 + 12)}{2} = 12 \quad (122)$$

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

$$N_L = \frac{(1 + 1 + 8 + 11 + 13 + 14 + 16 + 16 + 19 + 11 + 10 + 50)}{12}$$

$$N_L = \frac{170}{12} = 14,16 \quad (123)$$

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

$$Q_u = \alpha \times \overline{N}_P \times A_P + \beta \times \overline{N}_L \times A_L \quad (124)$$

$$Q_u = 440 \times 12 \times 0,09 + 4 \times 14,16 \times 10 = 1041,6 \text{ KN}$$

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

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} = \frac{1041,6}{2} = 520,8 \text{ KN} \quad (125)$$

4.4.1.4 Quantidade de estacas no bloco

$$Aoki - Velloso = \frac{(1660)}{739,13} = 2,24 \Rightarrow 3 \text{ estacas} \quad (126)$$

$$Décourt - Quaresma = \frac{(1660)}{690,23} = 2,4 \Rightarrow 3 \text{ estacas} \quad (127)$$

$$Teixeira = \frac{(1660)}{520,8} = 3,18 \Rightarrow 4 \text{ estacas}$$

4.5 Dimensionamento da estaca pré-moldada hexagonal protendida vazada

4.5.1.1 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 = 11,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de 166 tf = 1660 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 - 2,00 m, composto por solo Areia, tem-se:

$$N_{med} = \frac{(1 + 1)}{2} = 1,00 \quad (128)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia:

$$K = 1,00 MPae \quad \alpha = 1,4\%$$

$$R_{L1} = \frac{0,014 \times 1,00 \times 10^6 \times 1}{3,5} \times 1,35 \times 1,00 = 5,4KN \quad (129)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada Δl do fuste compreendido entre as cotas - 2,00 m a - 8,00 m, composto por solo Areia siltosa:

$$N_{med} = \frac{(8 + 11 + 13 + 14 + 16)}{5} = 12,4 \quad (130)$$

Conforme tabela 05, para solos área siltosa:

$$K = 0,8MPae \alpha = 2,00\%$$

$$R_{L2} = \frac{0,02 \times 0,8 \times 10^6 \times 12,4}{3,5} \times 1,35 \times 7 = 535,7 \text{ KN} \quad (131)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -8,00 m a -12,0 m, composto por solo Silte Pouco Arenoso branco:

$$N_{med} = \frac{(16 + 11 + 19 + 19 + 50)}{5} = \frac{99}{5} = 19,8 \quad (132)$$

Conforme tabela 05, para solos Areia com pedregulhos:

$$K = 1,00MPae \alpha = 1,4\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,014 \times 1 \times 10^6 \times 19,8}{3,5} \times 1,35 \times 4,00 = 437,68 \text{ KN} \quad (133)$$

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 - 11,00 m
- Areia com pedregulhos com $N_{SPT} = 12$

- 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:

$$K = 1,00MPa \text{ e } F_1 = 1,75$$

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:

$$R_p = \frac{1 \times 10^6 \times 12}{1,75} \times 0,131 = 898,28 \text{ KN} \quad (134)$$

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)

$$R = 898,28 + (5,4 + 535,7 + 437,68) \quad (135)$$

$$R = 1877,06 \text{ KN}$$

5° 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).

$$P_a = \frac{1877,06}{2} = 938,53 \text{ KN} \quad (136)$$

4.5.1.2 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 = 10,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de 166 tf = 1660 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.

$$N_L = \frac{(1 + 1 + 8 + 11 + 13 + 14 + 16 + 16 + 19 + 11 + 10 + 50)}{12}$$

$$N_L = \frac{170}{12} = 14,16 \quad (137)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L = 1 \times 10 \times \left(\frac{14,16}{3} + 1 \right) \times 1,35 \times 10 = 772,2 \text{ kN} \quad (138)$$

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 - 11,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 12$
- 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, $C = 400 \text{ KPa}$

$$N_p = \frac{(12 + 9 + 30)}{3} = 17 \quad (139)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 400 \times 10^3 \times 17 \times 0,131 = 890,8 \text{ KN} \quad (140)$$

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)

$$R = 1663 \text{ KN}$$

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.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{890,8}{4} + \frac{772,2}{1,3} = 816,7 \text{ KN} \quad (141)$$

4.5.1.3 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 = 11,00 m
- Ensaio SPT = (ANEXO A)
- Pilar P10 com carga de 166 tf = 1660 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 – 11,00 m
- Silte pouco arenoso com $N_{SPT} = 12$
- Área da ponta (A_p) estaca hexagonal 45₂₀ (figura 9) = 0,131m²
- Comprimento da estaca (A_L) = 10,00 m

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

$$\alpha = 440 \text{ KPa} \quad \text{e} \quad \beta = 4 \text{ KPa}$$

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).

$$N_p = \frac{(12 + 12)}{2} = 12 \quad (142)$$

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

$$N_L = \frac{(1 + 1 + 8 + 11 + 13 + 14 + 16 + 16 + 19 + 11 + 10 + 50)}{12}$$
$$N_L = \frac{170}{12} = 14,16 \quad (143)$$

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

$$Q_u = \alpha \times \overline{N_p} \times A_p + \beta \times \overline{N_L} \times A_L \quad (144)$$

$$Q_u = 440 \times 12 \times 0,131 + 4 \times 14,16 \times 10 = 1258,08 \text{ KN}$$

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

$$Q_a = \frac{Q_u}{2} = \frac{1258,08}{2} = 629,04 \text{ KN} \quad (145)$$

4.5.1.4 Quantidade de estacas no bloco

$$Aoki - Velloso = \frac{(1660)}{938,53} = 1,76 \Rightarrow 2 \text{ estacas} \quad (146)$$

$$Décourt - Quaresma = \frac{(1660)}{816,7} = 2,03 \Rightarrow 3 \text{ estacas} \quad (147)$$

$$Teixeira = \frac{(1660)}{629,04} = 2,63 \Rightarrow 3 \text{ estacas}$$

4.6 Análise dos resultados do dimensionamento

Conforme observado com o pré-dimensionamento utilizando-se dos dados de cargas do pilar P10 e ensaio SPT, chegou-se aos resultados representados na tabela 11, onde se pode observar que as estaca hexagonal e quadrada 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} usado <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_e (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar} / P_{adm} (kN)	N^o <i>Estacas</i>
Circular	347,66	451,07	423,38	451,07	706,32	1660	3,68	4
Quadrada	739,13	690,23	520,08	690,23	1216,44	1660	2,40	3
Hexagonal	938,53	816,70	629,04	816,70	1422,45	1660	2,03	3

Fonte: o autor

Adotaremos como referência para dimensionamento o método Décourt-Quaresma pelo fato de ter mostrado um menor uso de estaca por bloco, diminuindo o consumo de material.

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 quadrada, uma vez que o projeto apresenta diversos pilares com cargas reduzidas localizados em áreas de influência com SPT mais favoráveis.

Através de planilhas eletrônicas foi feito, para a estaca quadrada, o dimensionamento da fundação em estudo resultando no apêndice A com as tabelas indicando as quantidades de estacas por blocos sob o efeito do carregamento dos pilares. Quanto ao furo de SPT, foram escolhidos aqueles de maior proximidade aos pilares.

5 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

Para o projeto de fundação com estacas pré-moldadas, houve a ocorrência de blocos de coroamento sobre duas e três estacas. Com isso, foi feito o dimensionamento destes blocos e cálculo de suas armaduras.

Ainda vale ressaltar que no presente trabalho, para o dimensionamento dos blocos não foram utilizados momentos nos pilares produzidos por ações horizontais no edifício. Isto é justificado devido a falta de informações nas plantas de carga de momentos gerados nos pilares.

5.1 Blocos sobre duas estacas

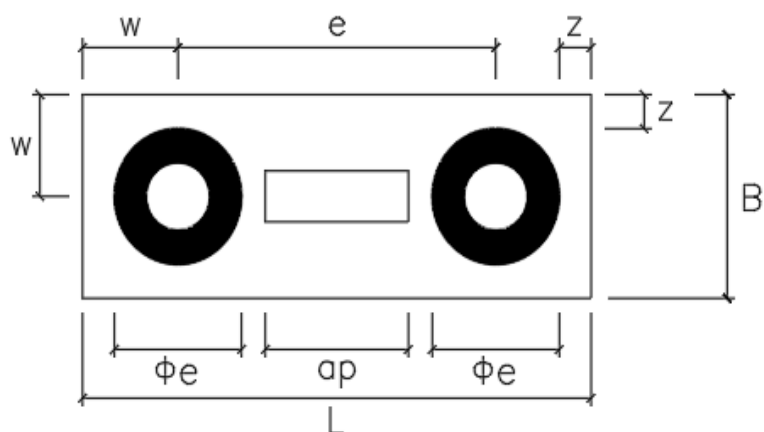
Para este tipo de bloco será demonstrado o dimensionamento do bloco de coroamento sob o pilar P21, cujos dados preliminares de projeto são:

- Seção do pilar = $35 \times 35 \text{ cm}$;
- Força normal característica do pilar $NK = 88 \text{ tf} = 863,28 \text{ KN}$;
- Diâmetro da estaca $\phi_e = 38 \text{ cm}$;
- Capacidade nominal da estaca $R_e = 90 \text{ tf} = 882,9 \text{ KN}$;
- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Aço CA50
- Coeficientes de segurança $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$;
- Comprimento básico de ancoragem do arranque do pilar $l_{b,\phi,pil} = 53 \text{ cm}$.

a) Dimensionamento geométrico:

De acordo com as dimensões mínimas e máximas, são adotados os seguintes valores para as dimensões especificadas na planta da figura 11:

Figura 11: Dimensões geométricas do bloco



Fonte: autor (2018)

Para estacas cravadas, tem-se a recomendação para a seguinte distância entre eixos de estaca:

$$e = 2,5\phi_e \quad (148)$$

$$e = 2,5 \cdot 60 = 150\text{cm}$$

A distância z entre as faces do bloco e da estaca deve atender a seguinte condição:

$$z \geq 15\text{cm} \rightarrow z_{\text{adotado}} = 15\text{cm} \quad (149)$$

Uma vez determinada a dimensão z pode-se determinar o comprimento L e a largura B do bloco:

$$L = e + \phi_e + 2 \times z \quad (150)$$

$$L = 150\text{cm} + 60\text{cm} + 2 \times 15\text{cm} = 240\text{cm}$$

$$B = \phi_e + 2 \times z \quad (151)$$

$$B = 60\text{cm} + 2 \times 15\text{cm} = 90\text{cm}$$

b) Força de tração nos tirantes:

O ângulo de inclinação da biela comprimida é expressa por:

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (152)$$

Novamente através do polígono de forças atuantes no bloco, tem-se:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_s} \quad (153)$$

Define-se a força de tração no tirante ou na armadura principal:

$$R_s = \frac{N(2e - a_p)}{8d} \quad (154)$$

Quanto á altura útil do bloco - definida entre a distância que separa a cabeça da estaca e a face superior do bloco - esta deve estar vinculado a um ângulo de inclinação entre o tirante e às bielas, que atendam a seguinte condição:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (155)$$

Substituindo os ângulos limites α , têm-se os extremos mínimo e máximo da altura útil d :

$$d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\min} = 0,5 \left(150 - \frac{70}{2} \right) = 57,5 \text{ cm} \quad (156)$$

$$d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\max} = 0,71 \left(150 - \frac{70}{2} \right) = 81,65 \text{ cm} \quad (157)$$

O valor mínimo de d' em cm deve ser:

$$d' \geq \left\{ \frac{a_{est}}{5} = \frac{1\sqrt{\pi}}{5} \frac{\phi_e}{2} = \frac{1\sqrt{\pi}}{5} \frac{60}{2} = 10,63 \text{ cm} \rightarrow d'_{adotado} = 11 \text{ cm} \right. \quad (158)$$

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

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

$$h = d + d' \quad (159)$$

Para altura h adotada de 85cm tem-se:

$$h = d + d' \rightarrow 85 = d + 11 \rightarrow d_{\text{adotado}} = 74 \text{ cm} \quad (160)$$

$$d_{\text{mín}} = 57,50 \text{ cm} < d_{\text{adotado}} = 74 \text{ cm} < d_{\text{máx}} = 81,65 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok!}$$

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

$$d \geq l_{b,\phi,\text{pil}} \quad (161)$$

$$74\text{cm} \geq 53\text{cm} \rightarrow \text{OK}$$

Uma vez determinada a altura útil d , pode-se determinar o ângulo α , através da equação (162):

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} = \frac{74}{\frac{150}{2} - \frac{70}{4}} \quad (162)$$

$$\tan \alpha = 1,28 \rightarrow \alpha = 52,15^\circ \leq \alpha_{\text{max}} = 55^\circ \rightarrow \text{OK!}$$

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

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (163)$$

$$90 \geq \frac{(240 - 70)}{3}$$

$$90\text{cm} \geq 56,67\text{cm} \rightarrow \text{OK}$$

Verificação das tensões de compressão nas bielas:

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

$$\text{sen } \alpha = \frac{N}{R_c} \quad (164)$$

por conseguinte, a força de compressão exercida sobre a biela é verificada pela equação (165):

$$R_c = \frac{N}{2 \text{ sen } \alpha} \quad (165)$$

Estabelecendo a área da biela na base do pilar A_{bp} em função da seção transversal do pilar A_p tem-se a equação (166):

$$A_{bp} = \frac{1}{2} A_p \text{ sen } \alpha \quad (166)$$

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

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{R_c}{A_{bp}} \quad (167)$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{ sen}^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,pil} = \frac{2776,23 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{(70 \cdot 30) \times \text{sen}^2 52,15^\circ} = 30,28 \text{MPa} \quad (168)$$

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 a 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:

$$A_{be} = A_e \sin \alpha \quad (169)$$

Seguindo com a definição básica de tensão, tem-se a tensão de compressão na biela junto à estaca caracterizada pela equação (170):

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{R_c}{2A_{be}} \quad (170)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \sin^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,est} = \frac{2776,23 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{2 \times \left(\frac{\pi \times (60)^2}{4} \right) \times \sin^2 52,15^\circ} = 11,24MPa \quad (171)$$

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.

$$\sigma_{cd,b,est,lim} = \sigma_{cd,b,pil,lim} = 1,4K_R f_{cd} \quad (172)$$

$$\therefore \sigma_{cd,b,lim} = 1,4 \times 0,95 \times \frac{35}{1,4} = 33,25MPa > \sigma_{cd,b,pil} = 30,28MPa > \sigma_{cd,b,est} = 11,24MPa \rightarrow OK !$$

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.

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 formula (173):

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \quad (173)$$

A expressão é majorada em 15% tornando-se a equação (174):

$$R_s = \frac{1,15N}{8} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (174)$$

desta maneira, substituindo a expressão (116) em (115) tem-se a equação (175):

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8df_{yd}} (2e - a_p) \quad (175)$$

$$\therefore A_s = \frac{1,15 \cdot 3964,46}{8 \cdot 74 \cdot \frac{50}{1,15}} (2 \cdot 150 - 70) = 40,73 \text{ cm}^2 \rightarrow (9 \text{ } \emptyset \text{ } 25 \text{ mm} = 44,18 \text{ cm}^2)$$

Armaduras complementares

Há também a necessidade de armadura de pele e de estribos verticais em cada face lateral do bloco, sendo calculadas por:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\min/\text{face}} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min/\text{face}} = 0,075B \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right) \quad (176)$$

$$\therefore \left(\frac{A_{sp}}{s}\right) = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,075 \cdot B = 0,075 \cdot 90 = 6,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

Quanto ao espaçamento máximo para a armadura de pele.

$$s_{pel,max} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20\text{cm} \end{cases} \rightarrow \frac{74}{3} = 24,67 \rightarrow s_{pel,max} \leq 20 \text{ cm} \quad (177)$$

$$s_{pel,max} \geq 8\text{cm} \quad (178)$$

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

- sobre as estacas:

$$s_{est,max} \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5a_{est} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \rightarrow 0,5 \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2}\right) x 60 = 26,59 \rightarrow s_{est,max} 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (179)$$

- na outras posições além das estacas: $s_{est,max} \leq 20 \text{ cm}$

Uma vez definidos a área de aço por face e os limites de espaçamentos, pode-se definir a armadura efetiva consultando a figura 15 onde é dada a área de aço por metro em função do espaçamento e da bitola da armadura adotada:

Segundo às áreas de aço e os espaçamentos mínimos e máximos determinados, usando-se a figura 13, chega-se aos seguintes valores:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right) = \frac{6,75 \text{ cm}^2}{m} \rightarrow \phi 12,5 \text{ mm } c/18 \text{ cm para os estribos horizontais;} \quad (180)$$

$$\left(\frac{A_w}{s}\right) = \frac{6,75 \text{ cm}^2}{m} \rightarrow \begin{cases} \phi 12,5 \text{ mm } c/15 \text{ cm sobre as estacas} \\ \phi 12,5 \text{ mm } c/18 \text{ cm além das estacas} \end{cases} \quad (181)$$

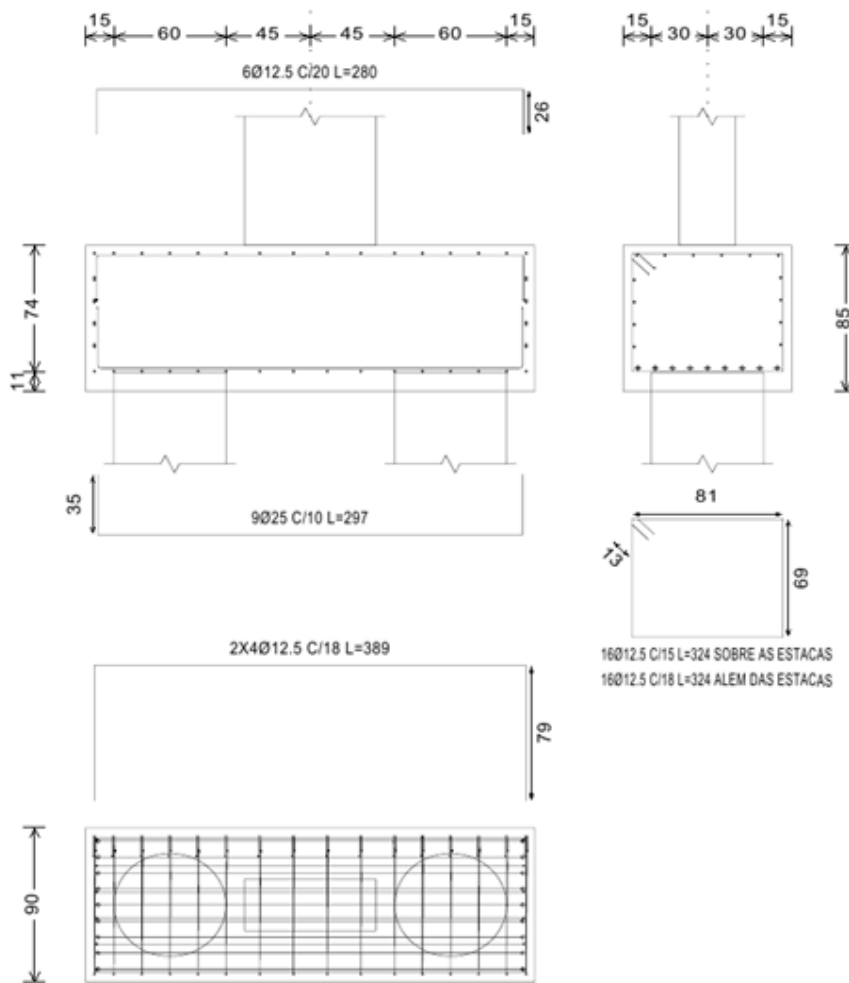
Para armadura superior, o bloco com carga acima de 50 tf adota-se:

$$A_{sup} = \phi 12,5 \text{ mm } c/20 \text{ cm} \quad (182)$$

Detalhamento final:

Através do dimensionamento geométrico e do cálculo das armaduras a cima feitos, chega-se ao seguinte detalhamento do bloco:

Figura 21: Detalhamento final bloco duas estacas



Fonte: autor (2018)

5.2 Blocos sobre três estacas

Para blocos sobre três estacas, será apresentado a seguir o dimensionamento do bloco de coroamento sob o pilar P10, cujos dados de projeto são:

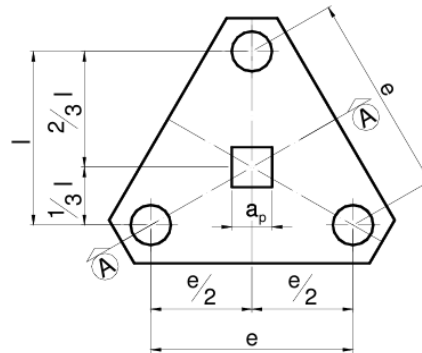
- Seção do pilar = $35 \times 35 \text{ cm}$;
- Força normal característica do pilar $NK = 166tf = 1628,46KN$;
- Diâmetro da estaca $\phi_e = 38 \text{ cm}$;
- Capacidade nominal da estaca $R_e = 90tf = 882,9KN$;
- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Aço CA50

- Coeficientes de segurança $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$;
- Comprimento básico de ancoragem do arranque do pilar $l_{b,\phi,pil} = 53cm$.

a) Dimensionamento geométrico:

De acordo com as dimensões mínimas, são adotados os seguintes valores para as dimensões em planta (Figura 14) do bloco:

Figura 14: Dimensões em planta bloco sobre três estacas



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

Para a distância entre eixo de estacas cravadas:

$$e = 2,5 \times \phi_e \quad (183)$$

$$e = 2,5 \times 60cm = 150cm$$

A distância z entre as faces do bloco e da estaca deve atender a seguinte condição:

$$z \geq 15cm \rightarrow z_{adotado} = 15cm \quad (184)$$

Uma vez determinada a dimensão z pode-se determinar as dimensões L e ℓ do bloco:

$$\ell = e \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \quad (185)$$

$$\ell = 150 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} = 129,90 \text{ cm}$$

$$L = \ell + \phi_e + 2 \cdot z \quad (186)$$

$$L = 129,90 + 60 + 2 \cdot 15 \cong 220 \text{ cm}$$

Força de tração nos tirantes:

O ângulo de inclinação da biela comprimida é expressa em função da tangente formada entre a força de compressão na biela e a força de tração no tirante:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \quad (187)$$

Novamente através do polígono de forças atuantes no bloco, vide figura 19, tem-se a formula (188):

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} \quad (188)$$

Define-se a força de tração no tirante ou na armadura principal:

$$R_s = \frac{N}{9} \left(\frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right) \quad (189)$$

sendo a_p a seção transversal quadrada do pilar. Para pilares retangulares, há se adotar o pilar de seção quadrada equivalente dada por:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p} \therefore a_p = \sqrt{70 \cdot 60} = 64,81 \text{ cm} \quad (190)$$

Recomendações para a altura útil do bloco

A altura útil é definida entre a distância que separa a cabeça da estaca e a face superior do bloco. E a esta altura, deve estar vinculado um ângulo de inclinação entre o tirante e as bielas.

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (191)$$

Substituindo os ângulos limites α na expressão (128), têm-se os extremos mínimo e máximo da altura útil d :

$$d_{\min} = 0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\min} = 0,58 \left(150 - \frac{64,81}{2} \right) = 68,21 \text{ cm} \quad (192)$$

$$d_{\max} = 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\max} = 0,825 \left(150 - \frac{64,81}{2} \right) = 97,02 \text{ cm} \quad (193)$$

Além disso, o valor mínimo de d' em cm deve ser:

$$d' \geq \left\{ \frac{5}{5} a_{est} = \frac{1\sqrt{\pi}}{5} \phi_e = \frac{1\sqrt{\pi}}{5} 60 = 10,63 \text{ cm} \rightarrow d'_{adotado} = 11 \text{ cm} \right. \quad (194)$$

Uma vez determinados o d_{\max} e d' pode-se determinar a máxima altura h para o bloco:

$$h_{\max} = d_{\max} + d' = 97,02 + 11 = 108,02 \text{ cm} \rightarrow h_{adotada} = 105 \text{ cm} \quad (195)$$

Adotando a altura do bloco $h = 105 \text{ cm}$, a altura útil resulta:

$$h = d + d' \rightarrow d = 105 - 11 = 94 \text{ cm} \quad (196)$$

Verifica-se que a altura útil adotada atende aos valores mínimo e máximo a acima propostos:

$$d_{\min} = 68,21 \text{ cm} < d = 94 \text{ cm} < d_{\max} = 97,02 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok!} \quad (197)$$

Para garantir a ancoragem à compressão da armadura longitudinal vertical do pilar há de se cumprir com a seguinte condição:

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (198)$$

$$94cm \geq 53cm \rightarrow OK$$

Uma vez determinada a altura útil d , pode-se determinar o ângulo de inclinação α da biela comprimida:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p} = \frac{94}{150 \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot 64,81} \quad (199)$$

$$\tan \alpha = 1,40 \rightarrow \alpha = 54,46^\circ < \alpha_{max} = 55^\circ \rightarrow OK!$$

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

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (200)$$

$$105 \geq \frac{(220 - 60)}{3}$$

$$105cm \geq 53,33cm \rightarrow OK$$

Tensão de compressão nas bielas de concreto

Através do polígono de forças, é possível obter a seguinte expressão:

$$\text{sen } \alpha = \frac{N}{R_c} \quad (201)$$

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

$$R_c = \frac{N}{3 \text{ sen } \alpha} \quad (202)$$

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

$$A_{bp} = \frac{1}{3} A_p \operatorname{sen} \alpha \quad (203)$$

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

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{R_c}{A_{bp}} \quad (204)$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,pil} = \frac{5493,6 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{(64,81 \times 64,81) \times \operatorname{sen}^2 54,46^\circ} = 28,21 \text{ MPa} \quad (205)$$

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 a 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:

$$A_{be} = A_e \operatorname{sen} \alpha \quad (206)$$

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

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{R_c}{A_{be}} \quad (207)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3A_e \operatorname{sen}^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,est} = \frac{5493,6 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{3 \left(\frac{\pi 60^2}{4} \right) \operatorname{sen}^2 54,46^\circ} = 13,97 \text{ MPa} \quad (208)$$

Verificação das tensões limites

A tensão máxima segue os mesmos critérios estabelecidos pela expressão (209), apenas alterando o coeficiente $\eta = 1,75$, tornando-se:

$$\sigma_{cd,b,est,lim} = \sigma_{cd,b,pil,lim} = 1,75K_R f_{cd} = 1,75 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,5}{1,4} = 41,56MPa \quad (210)$$

$$\therefore \sigma_{cd,b,est,lim} = \sigma_{cd,b,pil,lim} = 41,56MPa > \sigma_{cd,b,pil} = 28,21MPa > \sigma_{cd,b,est} = 13,97MPa \rightarrow OK$$

Armaduras

Pela lei dos senos e considerando o polígono de forças, tem-se:

$$\frac{R_s}{\sin 120^\circ} = \frac{R'_s}{\sin 30^\circ} \rightarrow R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (211)$$

Quanto às armaduras principais paralelas ao bloco. Considerando o escoamento do aço no estado limite último, tem-se:

$$A_{s,lado} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} \quad (212)$$

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}N_d}{27df_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) \quad (213)$$

$$\begin{aligned} \therefore A_{s,lado} &= \frac{\sqrt{3} \cdot 7844,86}{27 \cdot 94 \cdot \frac{50}{1,15}} (150 \cdot \sqrt{3} - 0,9 \cdot 64,81) = 24,81cm^2 \rightarrow (8 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} \\ &= 25,14cm^2) \end{aligned}$$

Deve-se acrescentar na região inferior ao bloco uma armadura em malha, com áreas de aço nas duas direções de:

$$A_{s,malha} = \frac{1}{5} A_{s,lado} \quad (214)$$

$$\therefore A_{s,malha} = 0,2 \cdot 24,81 = 4,96cm^2 \geq A_{s,susp/face}$$

Para bloco sobre três estacas, a armadura de suspensão total é:

$$A_{s,susp.tot} = \frac{N_d}{4,5 \cdot f_{yd}} = \frac{7844,86}{4,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 40,10 \text{ cm}^2 \quad (215)$$

Já a armadura de suspensão por face do bloco é dado por:

$$A_{s,susp.face} = \frac{A_{s,susp.tot}}{3} = \frac{40,10}{3} = 13,37 \text{ cm}^2 \quad (216)$$

Como os ganchos verticais da armadura em malha serão também a armadura de suspensão, deve-se ter:

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp.face} \rightarrow A_{s,malha} = 4,96 \text{ cm}^2 \leq A_{s,susp.face} = 13,37 \text{ cm}^2 \quad (217)$$

portanto, $A_{s,malha} = 13,37 \text{ cm}^2 \rightarrow (18 \text{ } \emptyset \text{ } 10 \text{ mm} = 14,13 \text{ cm}^2 \text{ para cada direção})$

Armaduras complementares

Há a necessidade de armadura de pele em cada face vertical lateral do bloco em formato de estribos ou simplesmente em barras horizontais, com o objetivo de minimizar eventuais fissuras nessas faces, constituindo-se de:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} \quad (218)$$

em que $A_{s,total}$ é a armadura principal total, isto é:

$$A_{s,total} = 3A_{s,lado} \quad (219)$$

Substituindo em (218) a expressão (219), tem-se a fórmula (220):

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} 3A_{s,lado} \quad (220)$$

$$\therefore A_{sp,face} = \frac{1}{8} \cdot 3 \cdot A_{s,lado} = \frac{1}{8} \cdot 3 \cdot 24,81 = 9,30cm^2 \rightarrow 12 \text{ } \emptyset 10mm = 9,42cm^2$$

Para a armadura de pele de três blocos, têm-se as mesmas condições de espaçamento para blocos de duas. De mesmo modo, pode-se utilizar a tabela 15 para a adoção das barras de aço e espaçamentos efetivos. Com isso, tem-se o seguinte espaçamento efetivo para a armadura de pele:

$$S_{efet.} = \frac{d - e_{cobrimento}}{Qntd \text{ barras} - 1} = \frac{94-3}{12-1} = 8,27cm \quad (221)$$

Verificando as condições máximas e mínimas de s:

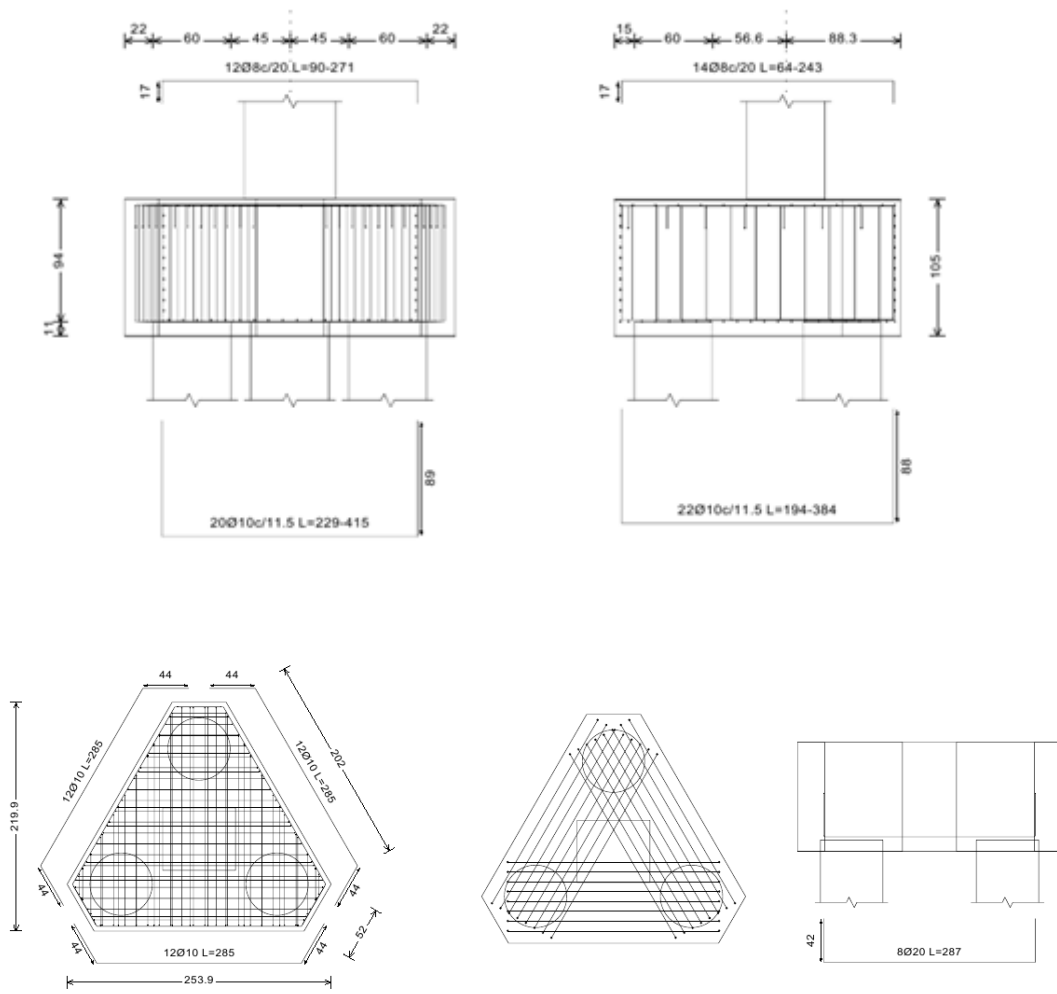
$$S_{mín.} = 8cm \leq S_{efet.} = 8,27cm \leq S_{max.} = 20 \text{ cm} \rightarrow OK \quad (222)$$

A armadura superior é dada por:

$$A_{s,sup} = \frac{1}{5} \cdot A_{s,lado} = \frac{1}{5} \cdot 24,81 = 4,96cm^2 \rightarrow 10 \text{ } \emptyset 8mm \text{ c}/20cm \quad (223)$$

Detalhamento final:

Figura 22: Detalhamento final bloco três estacas



Fonte: autor (2018)

6 QUANTITATIVOS DAS FUNDAÇÕES

6.1 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	813,20
	Retirada de terra excedente	m ³	247,00
	Aço CA 50 6.3mm	kg	678
	Aço CA 50 12,5mm	kg	6222,00
	Roletes espaçadores	unid.	2800,00
	Concreto fck 20Mpa	m ³	179,85
Blocos de coroamento	Escavação mecanizada	m ³	398,00
	Arrasamento de estacas	unid.	124,00
	Lastro de concreto magro e=5cm	m ³	8,00
	Fôrma de chapa compensada plastificada	m ²	423,00
	Aço CA 50 6.3mm (+10%)	kg	1.589,35
	Aço CA 50 12.5mm (+10%)	kg	2.895,63
	Concreto (+10%)	m ³	112,00

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 quadrada P=120	m	1322
	Emenda de estaca por solda	unid.	0
Bloco de coroamento	Escavação mecanizada	m ³	200,50
	Arrasamento de estaca	unid.	185,00
	Lastro de concreto magro e=5cm	m ²	6,50
	Fôrma de chapa compensada plastificada	m ²	198,00
	Aço CA 50 8.0mm (+10%)	kg	1990,35
	Aço CA 50 10.0mm (+10%)	kg	131,99
	Aço CA 50 12.5mm (+10%)	kg	1.835,06
	Concreto (+10%)	m ³	39

Fonte: o autor

6.2 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 (SINAPI), 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\$ 166.089,15
Mobilização e desmobilização de perfuratriz e equipamentos	unid.	1,00	R\$ 20.000,00	R\$ 20.000,00
Perfuração de estaca hélice contínua d=30	m	813,20	R\$ 35,00	R\$ 28.464,10
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m³	247,00	R\$ 17,30	R\$ 4.273,10
Armação de estaca com aço CA 50 6.3mm (posto em obra)	kg	678	R\$ 5,40	R\$ 3.662,00
Armação de estaca com aço CA 50 12.5mm (posto em obra)	kg	6222	R\$ 7,70	R\$ 47.909,20
Roletes espaçadores	unid.	2800	R\$ 3,85	R\$ 10.780,00
Concreto usinado bombeável fck 20Mpa	m³	179,85	R\$ 285,00	R\$ 51.000,70
Blocos de coroamento				R\$ 118.462,19
Escavação mecanizada de valas	m³	398,00	R\$ 4,05	R\$ 1.611,90
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m³	598,00	R\$ 17,30	R\$10.345,40
Arrasamento de estacas	unid.	124,00	R\$ 45,60	R\$ 5.654,40
Lastro de concreto magro e=5cm	m³	8,00	R\$ 232,55	R\$ 1.860,40
Fôrma de chapa compensada 12mm, montagem e desmontagem	m²	423,00	R\$ 64,35	R\$ 27.220,05
Armação de blocos usando aço CA 50 6.3mm (posto em obra)	Kg	1.589,35	R\$ 5,40	R\$ 8.582,49
Armação de blocos usando aço CA 50 12.5mm (posto em obra)	Kg	2.895,63	R\$ 7,70	R\$ 22.296,35
Concreto usinado bombeável fck 20 Mpa	m³	112,00	R\$ 285,00	R\$31.920,00
Adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m³	112,00	R\$ 80,10	R\$ 8.971,20
Custo Total (R\$)				R\$ 281.489,94

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\$ 162.835,00
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 quadrada p=120cm	M	1322	R\$ 117,50	R\$ 155.335,00
Emenda em solda para estaca pré-moldada	unid.	0	R\$ 50,00	R\$ 0
Blocos de coroamento				R\$ 70.173,42
Escavação mecanizada de valas	m³	200,50	R\$ 4,05	R\$ 812,03
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m³	185,00	R\$ 17,30	R\$ 3.200,5
Arrasamento de estacas	unid.	193,00	R\$ 45,60	R\$ 8.800,80
Lastro de concreto magro e=5cm	m³	6,50	R\$ 232,55	R\$ 1.511,58
Fôrma de chapa compensada 12mm, montagem e desmontagem	m²	198,00	R\$ 64,35	R\$ 12.741,30
Armação de blocos usando aço CA 50 8.0mm (posto em obra)	Kg	1.990,35	R\$ 6,35	R\$ 12.638,72
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	1.835,06	R\$ 7,70	R\$ 14.129,96
Concreto usinado bombeável fck 25Mpa	m³	39,00	R\$ 315,00	R\$ 12.285,00
Adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m³	39,00	R\$ 80,10	R\$ 3.123,90
Custo Total (R\$)				R\$ 233.008,42

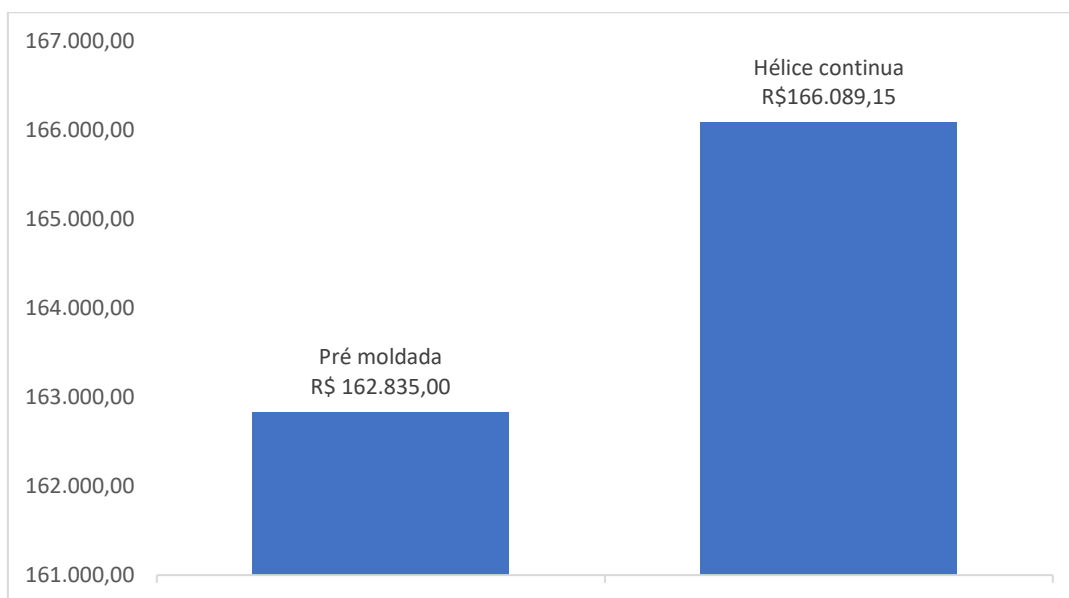
Fonte: o autor

6.3 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 23 mostra um comparativo de custos entre os modelos de estaqueamento estudados:

Figura 23 - Comparativo de custos para os serviços de estaqueamento



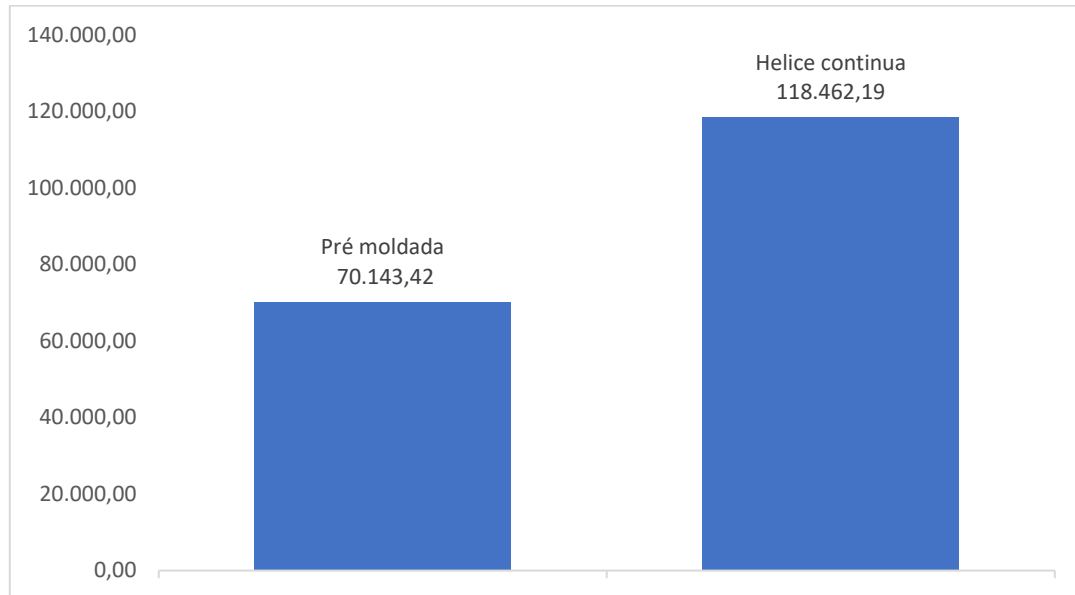
Fonte: o autor

Pelo gráfico da figura 23 é possível observar que o custo de execução das estacas cravadas em concreto Hélice continua ficou em aproximadamente 1,95% maior que a execução das estacas tipo hélice contínua. Esta diferença se deve principalmente a dois fatores:

- a) Volume de concreto muito alto devido a área do fust;
- b) Equipamentos usados para perfuração e bombeamento do concreto esses tem um valor considerável para execução das estacas hélice continua.

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

Figura 24 - Comparativo de custos para execução dos blocos de coroamento

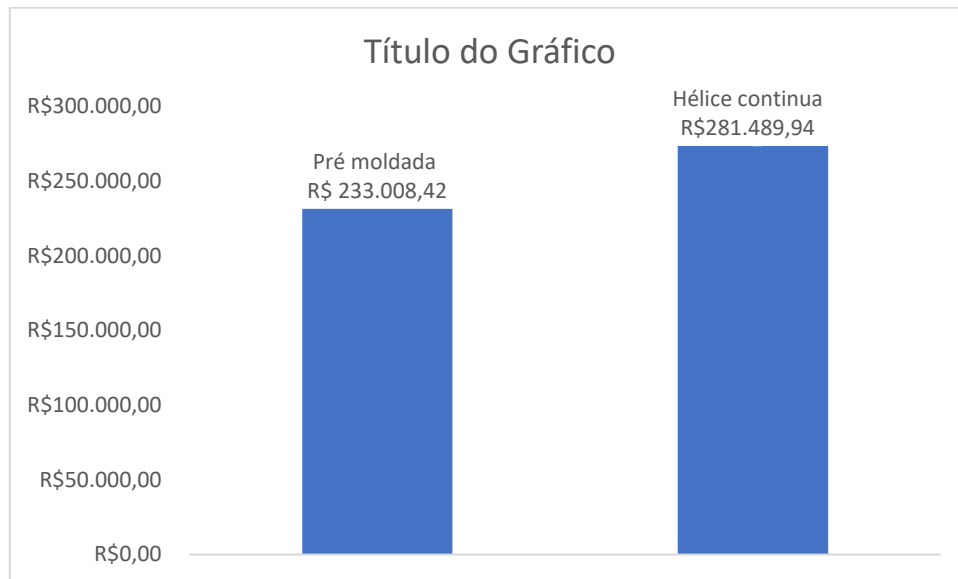


Fonte: o autor

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 40,78%. Esse resultado se deve às dimensões geométricas dos blocos que, apesar de terem sido dimensionados igualmente sobre duas e três 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 25:

Figura 25 - 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 17,22% (R\$ 48.481,52) mais barato, quando comparado ao projeto original executado em estacas escavadas do tipo hélice contínua.

7 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 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 bom 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.

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 dès 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 SONDAgens. 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/Nocoesdaorcamentoeplanejamentodeobras.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

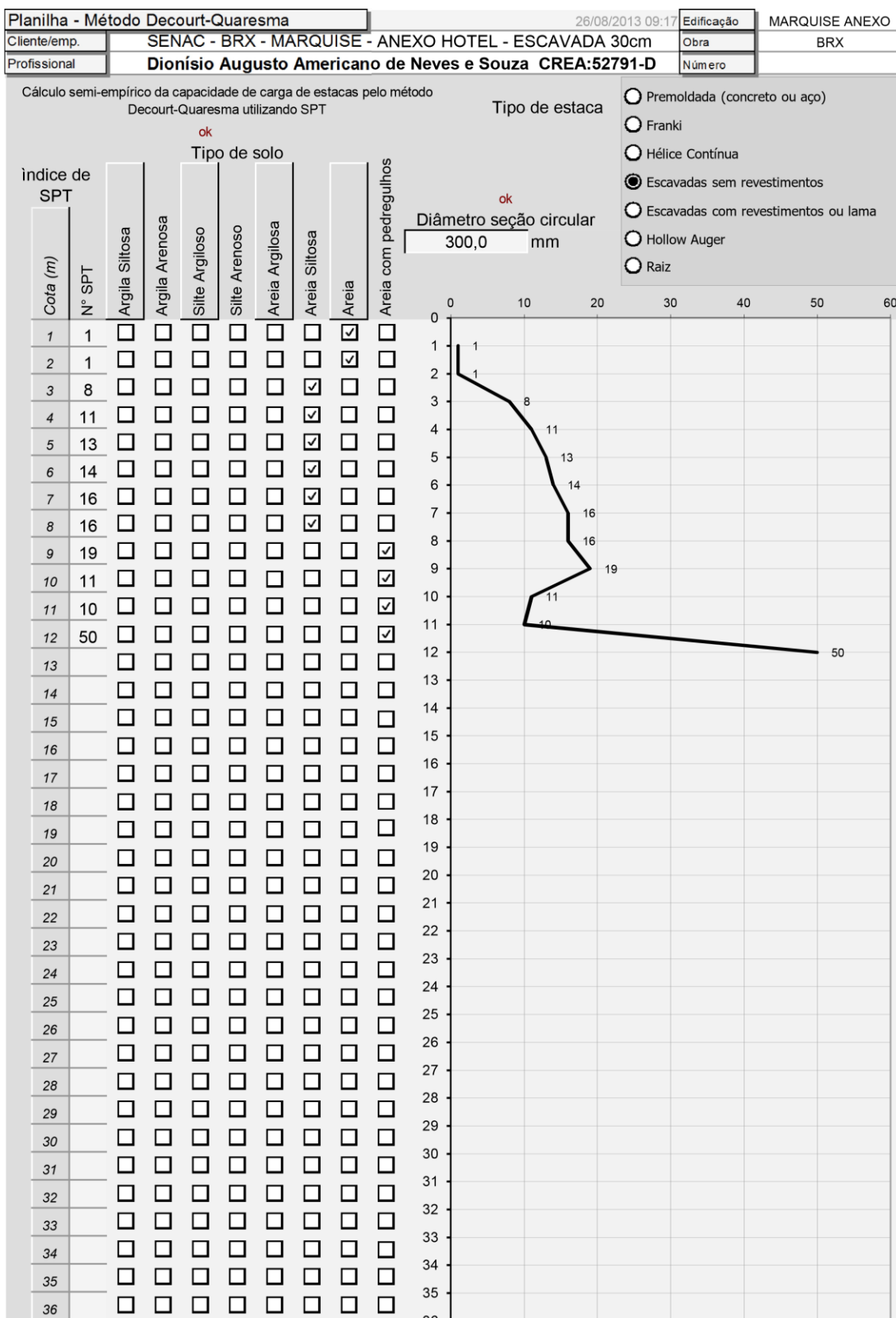
TEC GEOSONDAGENS E FUNDAÇÕES. Disponível em: <<http://www.tecgeo.com.br/>>. Acesso em: 08/05/2017

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: PERFIL DE SONDAGEM SPT



ANEXO B: DETALHAMENTO DAS ESTACAS HELICE CONTINUA

ANEXO C: PROJETO DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS

ANEXO D – TABELA DE CARGAS DOS PILARES

TABELA DE CARREGAMENTOS EM SERVIÇO (APOIO DOS PILARES)

PILAR	DIMENSÃO (cm)	CARGA (tf)	PILAR	DIMENSÃO (cm)	CARGA (tf)
P1	35x35	97,5	P37	35x35	109,5
P2	35x35	110,0	P38	35x35	107,0
P3	35x35	111,0	P39	35x35	87,5
P4	35x35	115,0	P40	35x35	84,5
P5	35x35	116,5	P41	35x35	87,5
P6	35x35	115,0	P42	35x35	69,5
P7	35x35	112,5	PA1	25x25	42,0
P8	35x35	115,5	PA2	25x25	35,0
P9	35x35	129,0	PM1	20x20	15,5
P10	35x35	166,0	PM2	20x20	11,5
P11	35x35	134,5	PM3	20x20	8,0
P12	35x35	128,0	PM4	20x20	5,0
P13	35x35	130,0	PM5	20x20	5,0
P14	35x35	112,0	PM6	20x20	9,5
P15	35x35	134,5	PM7	20x20	5,0
P16	35x35	152,0	PM8	20x20	5,0
P17	35x35	145,5	PT1	20x30	21,0
P18	35x35	125,0	PT2	20x30	38,0
P19	35x35	121,5	PT3	20x30	21,0
P20	35x35	121,5	PT4	20x30	22,5
P21	35x35	88,0	PT5	20x30	20,0
P22	35x35	97,5	PT6	20x30	20,5
P23	35x35	113,5	PT7	20x30	20,5
P24	35x35	114,0	PT8	20x30	25,5
P25	35x35	114,5	PT9	20x30	18,5
P26	35x35	125,5	PT10	20x30	18,5
P27	35x35	127,0	PT'1	20x30	17,5
P28	35x35	121,5	PT'2	20x30	17,5
P29	35x35	118,5	PT'3	20x30	24,5
P30	35x35	101,5	PT'4	20x30	18,5
P31	35x35	112,0	PT'5	20x30	18,5
P32	35x35	93,0	PT'6	20x30	17,5
P33	35x35	91,5	PT'7	20x30	15,5
P34	35x35	90,5	PT'8	20x30	12,5
P35	35x35	74,0	PT'9	20x30	22,5
P36	35x35	93,0	PT'10	20x30	12,5

APÊDICE A: Tabelas resumo dos dimensionamentos das estacas por região de influência dos furos de SPT

Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SPT

Pilar	Cota	P adm.	P pilar	P pilar/P adm.	N.º Estacas/ Bloco
		Décourt-Q			
		(KN)			
P1	9,00	478,98	975	2,04	3,00
P2	9,00	478,98	1100	2,30	3,00
P3	9,00	478,98	1110	2,32	3,00
P4	9,00	478,98	1150	2,40	3,00
P5	9,00	478,98	1165	2,43	3,00
P6	9,00	478,98	1150	2,40	3,00
P7	9,00	478,98	1125	2,35	3,00
P8	9,00	478,98	1155	2,41	3,00
P9	9,00	478,98	1290	2,69	3,00
P10	11,00	687,86	1660	2,41	3,00
P11	9,00	478,98	1345	2,81	3,00
P12	9,00	478,98	1280	2,67	3,00
P13	9,00	478,98	1300	2,71	3,00
P14	9,00	478,98	1120	2,34	3,00
P15	9,00	478,98	1345	2,81	3,00
P16	11,00	687,86	1520	2,21	3,00
P17	11,00	687,86	1455	2,12	3,00
P18	9,00	478,98	1250	2,61	3,00
P19	9,00	478,98	1215	2,54	3,00
P20	9,00	478,98	1215	2,54	3,00
P21	9,00	478,98	880	1,84	2,00
P22	9,00	478,98	975	2,04	3,00
P23	9,00	478,98	1135	2,37	3,00
P24	9,00	478,98	1140	2,38	3,00
P25	9,00	478,98	1145	2,39	3,00
P26	9,00	428,68	1255	2,93	3,00
P27	9,00	478,98	1270	2,65	3,00
P28	9,00	478,98	1215	2,54	3,00
P29	9,00	478,98	1185	2,47	3,00
P30	9,00	478,98	1015	2,12	3,00
P31	9,00	478,98	1120	2,34	3,00
P33	9,00	478,98	930	1,94	2,00
P34	9,00	478,98	915	1,91	2,00
P35	9,00	478,98	905	1,89	2,00
P36	8,00	284,27	740	2,60	3,00
P37	9,00	478,98	1095	2,29	3,00
P38	9,00	478,98	1070	2,23	3,00

P39	9,00	478,98	875	1,83	2,00
P40	8,00	284,27	845	2,97	3,00
P41	9,00	478,98	875	1,83	2,00
P42	8,00	284,27	695	2,44	3,00
PA1	8,00	284,27	420	1,48	2,00
PA2	8,00	284,27	350	1,23	2,00
PM1	4,00	101,57	155	1,53	2,00
PM2	4,00	101,57	115	1,13	2,00
PM3	2,00	46,18	80	1,73	2,00
PM4	2,00	46,18	50	1,08	2,00
PM5	2,00	46,18	50	1,08	2,00
PM6	3,00	53,65	95	1,77	2,00
PM7	2,00	46,18	50	1,08	2,00
PM8	2,00	46,18	50	1,08	2,00
PT1	4,00	101,57	210	2,07	3,00
PT2	5,00	268,59	380	1,41	2,00
PT3	4,00	101,57	210	2,07	3,00
PT4	4,00	101,57	225	2,22	3,00
PT5	4,00	101,57	200	1,97	2,00
PT6	4,00	101,57	205	2,02	3,00
PT7	4,00	101,57	205	2,02	3,00
PT8	4,00	101,57	255	2,51	3,00
PT9	4,00	101,57	185	1,82	2,00
PT10	4,00	101,57	185	1,82	2,00
PT'1	4,00	101,57	175	1,72	2,00
PT'2	4,00	101,57	175	1,72	2,00
PT'3	4,00	101,57	245	2,41	3,00
PT'4	4,00	101,57	185	1,82	2,00
PT'5	4,00	101,57	185	1,82	2,00
PT'6	4,00	101,57	175	1,72	2,00
PT'7	4,00	101,57	155	1,53	2,00
PT'8	4,00	101,57	125	1,23	2,00
PT'9	4,00	101,57	225	2,22	3,00