

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS
ENGENHARIA CIVIL
THALES HENRIQUE DE PAIVA CAMARGO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTOS ENTRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS DO
TIPO HÉLICE CONTÍNUA E PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO**

Varginha 2016

THALES HENRIQUE DE PAIVA CAMARGO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTOS ENTRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS DO
TIPO HÉLICE CONTÍNUA E PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO**

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 M.Sc. Armando Belato Pereira

Varginha 2016

THALES HENRIQUE DE PAIVA CAMARGO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CUSTOS ENTRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS DO
TIPO HÉLICE CONTÍNUA E PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO ARMADO**

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 30/11/2016

M.Sc. Armando Belato Pereira

M.Sc. Leopoldo Freire Bueno

M.Sc. Marina Bedeschi Dutra

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 condomínio residencial localizado no município de Pouso Alegre-MG. 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) e Decourt-Quaresma (1978), os quais fazem uso de resultados de sondagem a percussão de simples reconhecimento, o SPT. Através destes métodos e valendo-se dos projetos de distribuição de cargas dos pilares além do relatório de sondagem real, puderam ser calculadas as capacidades de carga dos solos receptores das estacas com os seus respectivos números de estacas por bloco, tudo, dimensionado para variadas seções transversais de estacas disponíveis para a região onde se localiza a obra em questão. Por fim, foi dimensionado os blocos de coroamento do novo projeto, finalizando o trabalho com a realização do comparativo de custos entre o projetos de fundação original e o proposto neste trabalho, chegando-se, desta maneira, ao apontamento da fundação do tipo hélice contínua como a de melhor custo benefício.

Palavra chave: Comparativo de custo, Fundação profunda, Estaca pré-moldadas, Estacas hélice continua.

ABSTRACT

In this present study is a comparative analysis of costs from a deep foundation of continuous propeller type and one using pre-cast piles of reinforced concrete. Thus, it was used as an object of study one continuous helical foundation project already dimensioned and run a residential condominium located in the city of Pouso Alegre - MG. In order to compare the costs of the cutting was carried sizing of precast piles, using established methods such as the Aoki-Velloso (1975) and Decourt-Lent (1978), using polling results single percussion recognition. Through these methods and drawing on the pillar load distribution projects beyond the actual survey report, they could be scaled load capacities of recipients soil cuttings with their respective numbers of cuttings per pillar, all sized to varied cross sections of stakes available for the region is located where the work in question.

Keyword: Cost Comparison, deep foundation, precast Pole, Cuttings propeller continues.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Fundação rasa em sapata.....	17
Figura 2.2: Fundações profundas	18
Figura 2.3: Capacete	20
Figura 2.4: Bate estaca hidráulico	20
Figura 2.5: Emendas por anéis soldáveis	21
Figura 2.6: Fases de execução da estaca hélice contínua	24
Figura 2.7: Sondagem SPT	27
Figura 2.8: Catálogo de estacas pré-moldadas da SOTEF engenharia.....	42
Figura 2.9: Catálogo de estacas pré-moldadas da Estacas HC	42
Figura 4.1: Fachada do condomínio residencial em estudo.....	48
Figura 5.1: Definições geométricas de bloco sobre uma estaca	75
Figura 5.2: Disposições das armaduras	75
Figura 5.3: Detalhamento final do bloco	77
Figura 5.4: Dimensões geométricas do bloco.....	78
Figura 5.5: Dimensões geométricas do bloco.....	79
Figura 5.6: Dimensões geométricas do bloco.....	80
Figura 5.7: Variação das seções das bielas.....	83
Figura 5.8: Detalhamento final.....	88
Figura 5.9: Dimensões em planta	89
Figura 5.10: Representação das bielas.....	91
Figura 5.11: Representação das bielas.....	91
Figura 5.12: Armadura segundo os lados	96
Figura 5.13: Forças atuantes.....	96
Figura 5.13: Detalhamento final.....	99
Figura 5.14: Dimensões em planta do bloco	101
Figura 5.15: Dimensões em corte do bloco.....	105
Figura 5.16: Bielas comprimidas.....	102
Figura 5.17: Bielas comprimidas.....	102
Figura 5.18: Arranjos de armaduras para blocos de quatro estaca	106
Figura 5.19: Detalhamento final.	110
Figura 7.1: Comparativo de custo para o serviço de estaqueamento.....	117
Figura 7.2: Comparativo de custos para execução dos blocos de coroamento.....	118
Figura 7.3: Comparativo de custo global das fundações	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Características mínimas da mesa rotativa e do guincho	23
Tabela 2.2: Compacidade e consistência segundo a resistência à penetração	28
Tabela 2.3: Número de sondagens por área construída	29
Tabela 2.4: Valores dos coeficientes F1 e F2	37
Tabela 2.5: Valores dos Coeficientes α e K	38
Tabela 2.6: Coeficiente característico do solo C	39
Tabela 2.7: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	40
Tabela 2.8: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	40
Tabela 5.1: Resumo dos dimensionamentos das estacas	71
Tabela 5.2: Área de armadura por metro de largura (cm ² /m).....	87
Tabela 0.2: Resumo quantitativo de serviços e insumos para estacas hélice contínua	112
Tabela 6.2: Resumo quantitativo de serviços e insumos para estacas pré-moldadas	113
Tabela 6.3: Resumo de custos unitários colhidos no mercado	113
Tabela 6.4: Custo homem-hora	114
Tabela 7.1: Planilha de custos – Projeto de Fundação em Hélice Contínua.	115
Tabela 7.2: Planilha de custos – Projeto de Fundação Pré-moldada.	116
Tabela 19 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP12.....	130
Tabela 21 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP13.....	130
Tabela 03 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP14.....	131
Tabela 04 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP15.....	131
Tabela 25 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP21.....	132
Tabela 06 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP22.....	132
Tabela 28 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP23.....	133
Tabela 30 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP24.....	133
Tabela 32 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP25.....	134
Tabela 10 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP31.....	134
Tabela 35 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP32.....	135
Tabela 37 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP33.....	135
Tabela 39 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP11.....	136

LISTA DE ABREVEATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de normas técnicas

A_p – Área da ponta da estaca

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

cm – Centímetro

cm² – Centímetro quadrado

CPT – Cone penetration test

CPU – Composição de Preços Unitários

EC – Encargos complementares

EP_{total} – Preço Total dos Equipamentos

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão

F_s – Fator de segurança aplicada à carga admissível P_a

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

F_1 – Coeficientes de correção das resistências de ponta;

F_2 – Coeficientes de correção das resistências laterais;

hh/m² – Homen.hora/metro quadrado

Impro – Improdutividade

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

kg – Kilograma

kN – Kilonewton

kNm – Kilonewton metro

kPa – Kilopascal

l – Comprimento do lado da estaca pré-moldada quadrada

LS – Leis Sociais

m – Metro

m² – Metro quadrado

m^3 – Metro cúbico

MG – Estado de Minas Gerais

MN – Meganewton

MO_{total} – Preço total da mão de obra

MPa – Mega Pascal

MP_{total} – Preço total do material

N – Resistência a penetração através do ensaio SPT

NBR – Norma Brasileira

N_e – Número de estacas por bloco

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

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

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

P_a – Carga admissível da estaca quanto à resistência do solo

Qnt – Quantidade

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

P_e – Carga de catálogo da estaca

P_{pilar} – Carga do pilar sobre à estaca

$Prod$ – Produtividade

$P.unit$ – Preço unitário

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

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

q_c – Resistência de ponta do cone através do ensaio CPT

Qnt – Quantidade

R – Capacidade de carga da estaca

r – Raio da estaca pré-moldada circular maciça

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

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

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

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

r_p – Tensão desenvolvida na ponta da estaca

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

TCPO – Tabela de Composições de Preços para Orçamentos

tf – Tonelada força

U – Perímetro da seção transversal da estaca;

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

Δl – Espessura da camada de solo em análise;

β – Coeficiente para correção da resistência lateral;

\emptyset – Diâmetro

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Objetivo Geral	14
1.2 Objetivos Específicos.....	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 Fundações.....	15
2.1.2 Tipos de fundação.....	16
2.1.3 Fundações superficiais ou diretas	16
2.1.4 Fundações profundas ou indiretas	17
2.2.1. Estacas pré-moldadas de concreto armado.....	19
2.2.1.3 Emenda de estacas pré-moldadas	21
2.2.2 Estacas do tipo hélice continua.....	23
2.3 Investigação geotécnica	26
2.3.1.1 Processo de execução	28
2.3.1.2 Locação de sondagens	28
2.4 Materiais.....	29
2.5 Orçamentos na Construção	30
2.5.1 Custo direto unitário	30
2.5.2 Composição dos preços unitários	31
2.5.3 Encargos Sociais.....	32
2.6 Métodos de cálculo para dimensionamento de fundação	32
2.6.2.1 Método Aoki e Velloso (1975).....	33
2.6.2.2 Método Décourt-Quaresma (1978).....	38
2.6.3 Carga admissível.....	40
2.7 Custos horários	43
2.7.1 Custos horários de mão de obra.....	43
2.7.2 Elaboração dos custo direto.....	44
3. METODOLOGIA.....	46
3.1 Instrumento.....	46

3.2 Procedimento	46
4 ESTUDO DE CASO	47
5 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO	49
5.1 Dimensionamento da estaca pré-moldada circular protendida	49
5.2 Dimensionamento estaca pré-moldada quadrada protendida maciça	57
5.3 Dimensionamento estaca pré-moldada hexagonal protendida vazada.....	64
5.5 DIMENSIONAMENTOS DE BLOCOS DE COROAMENTO.....	72
6 LEVANTAMENTOS DE QUANTITATIVOS.....	112
6.1 Levantamentos quantitativos de insumos e serviços	112
6.2 Levantamento de custos unitários.....	113
7 ANÁLISE DE CUSTO	115
7.1Analise de Resultados.....	116
6 CONCLUSÃO.....	119

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 edificação vizinhas.

Quanto às estacas pré-moldadas, suas principais vantagens são relacionadas as suas possibilidades executivas e no seu modo de 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 apenas pela 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.

As características das estacas, estendem-se também aos blocos de coroamento. Estes são influenciados pelas estacas no seus dimensionamentos geométricos e nos seus consumos de materiais. Este fato evidencia a interferência técnica e orçamentária do elemento estaca na fundação como um todo.

Neste contexto, no presente trabalho é proposto um estudo de caso de uma fundação de um condomínio residencial localizado no município sul mineiro de Pouso Alegre. Para esta edificação, executada sobre estacas do tipo hélice contínua, serão recalculadas as capacidades de carga das estacas existentes para uso de estacas pré-moldadas de concreto armado e

redimensionados os blocos de coroamento afim de comparar em termos de custos diretos as duas soluções estruturais.

Para tanto, o trabalho é iniciado com uma revisão bibliográfica dos aspectos que tangem as fundações e metodologias de cálculo, sendo posteriormente finalizado com o dimensionamento quantitativo das estacas pré-moldadas e dos blocos de coroamento para o projeto em análise. Num último momento, é indicado neste trabalho o custo total de ambos os sistemas de fundação, indicando aquele de maior custo-benefício.

1.1 Objetivo Geral

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

1.2 Objetivos Específicos

- Redimensionar a fundação original em hélice contínua para estacas pré-moldadas de concreto armado, incluindo os blocos de coroamento;
- Elaborar um comparativo de custo entre os dois sistemas de fundação.
- Analisar qual tipo de fundação fornece o melhor custo benefício.

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 2.1), os radiers, as sapatas corridas, as sapatas associadas e as viga de fundação.

Figura 2.1: Fundação rasa em sapata



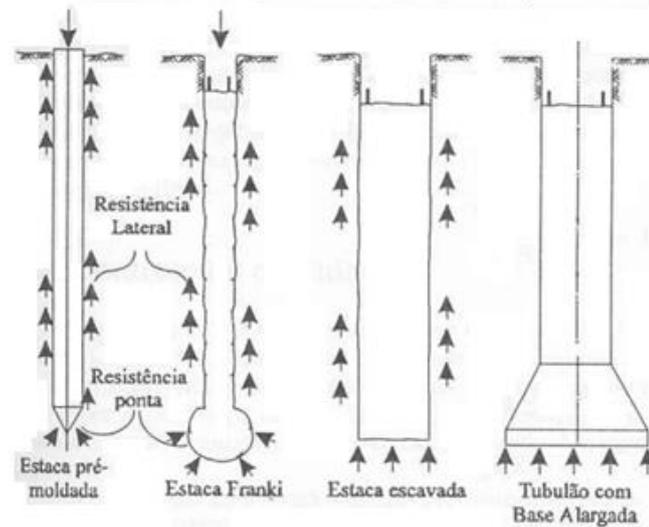
Fonte: Techne (2016)

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 da 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 2.2, a estaca pré-moldada, a estaca tipo Franki, a estaca escavada e o tubulão.

Figura 2.2: 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)

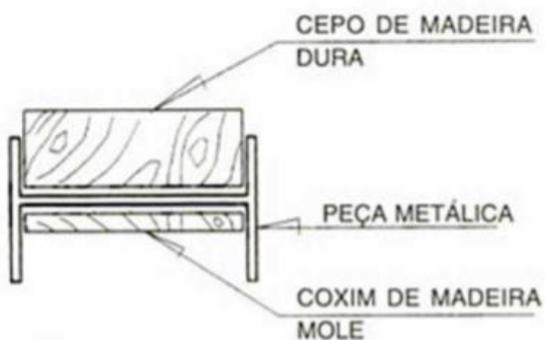
Quanto a seção transversal de uma estaca pré-moldada pode ser adotada qualquer formato, sob a condição de que sua simetria seja radial, recomenda Yazigi (2009). As seções mais correntes são a quadrada, a octogonal e a circular, sendo esta última produzida pelo sistema de centrifugação.

2.2.1.1 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 2.3) 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 2.3: Capacete



Fonte: (ALONSO, 1998, p. 391)

2.2.1.2 Equipamentos para cravação

Os equipamentos utilizados são o bate-estaca hidráulico (Figura 2.4) 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 2.4: Bate estaca hidráulico



Fonte: Leis municipais (2016)

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.

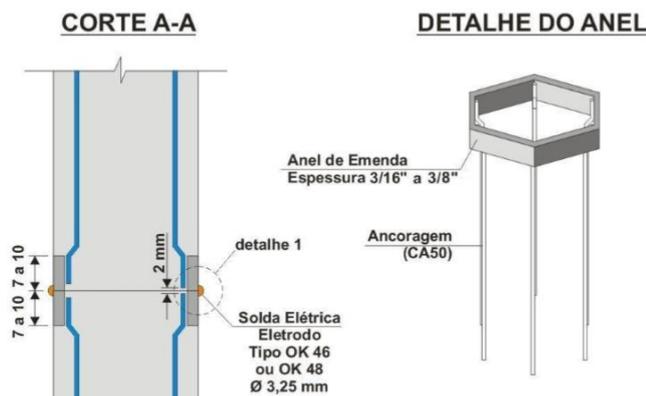
2.2.1.3 Emenda de estacas pré-moldadas

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 2.5) 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 2.5: Emendas por anéis soldáveis



Fonte: SOTEF Engenharia (2016)

2.2.1.4 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).

2.2.1.5 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.

2.2.1.6 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 contínua

Para ser executada, a estaca hélice contínua 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 2.1 apresenta as características de trabalho da mesa rotativa e do guincho .

Tabela 2.1: Características mínimas da mesa rotativa e do guincho

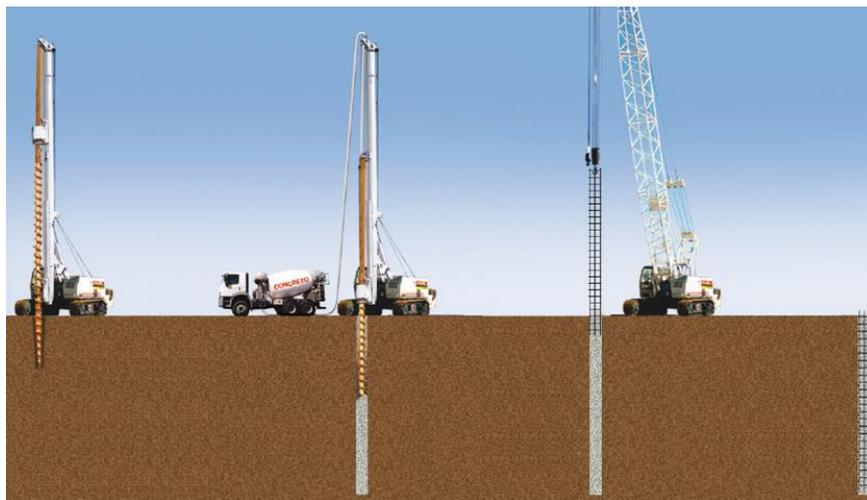
Torque (kNm)	Arranque (kN)	Dimensões das estacas (cm)
< 80	400	Ø até 50 cm com comprimento até 17,0 m
80 a 150	400	Ø até 80 cm com comprimento até 27,0 m
≥ 160	700	Ø até 120 cm com comprimento até 30,0 m

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 2.6: perfuração, concretagem e colocação da armação.

Figura 2.6: Fases de execução da estaca hélice contínua



Fonte: GEOFUND.com (2016)

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 impera 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 $\leq 0,6$;
- Agredado: areia e pedrisco;
- Porcentagem de argamassa em massa $\geq 55\%$;
- Traço tipo bombeado;
- $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias.

2.2.2.4 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 (pontado) 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 continuam 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 continuam 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

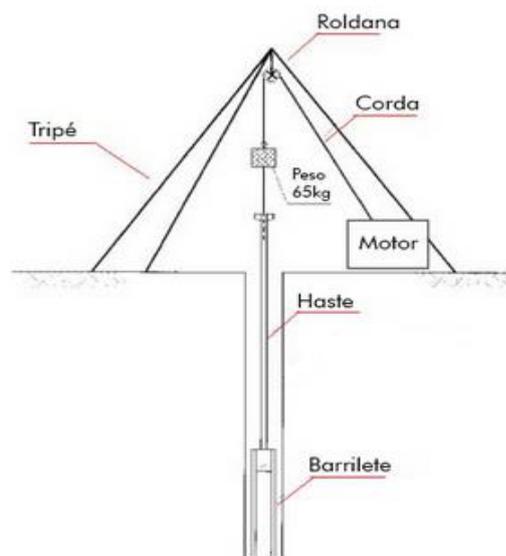
numa estimativa das suas propriedades geomecânicas. Com esta análise é dado o prosseguimento aos projetos de fundação, estabilidade de talude, dimensionamento de pavimentos, entre outros.

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 2.7, 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 2.7: Sondagem SPT



Fonte: NF Sondagens (2016)

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 2.2, proposta pela norma NBR 6484/2001, pode-se classificar os solos quanto a sua compacidade e consistência.

Tabela 2.2: Compacidade e consistência segundo a resistência à penetração

Solo	Número de golpes	Designação
Compacidade de areias areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	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 2.3 resume o número de sondagens recomendado pela norma em função da área de projeção em planta do edifício.

Tabela 2.3: Número de sondagens por área construída

Área construída	Número de sondagens
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 da 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 constante 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)

2.6 Métodos de cálculo para dimensionamento de fundação

2.6.1 Capacidade de carga

Alonso (1991) define como capacidade de carga contra a ruptura de uma 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) e de Décourt-Quaresma (1978).

2.6.2.1 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 geral da capacidade de carga expressa como:

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

Onde:

R = Capacidade de carga da estaca

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

R_P = Parcela de carga resistida pelo solo da ponta da estaca;

Têm-se para as resistências lateral (R_L) e de ponta (R_P) as respectivas expressões:

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

Onde:

U = Perímetro da seção transversal da estaca;

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

Δ_L = Espessura da camada do fuste em análise;

e

$$R_P = r_P A_P \quad (3)$$

Onde:

R_P = Resistência de ponta;

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

A_P = Área da ponta da estaca;

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

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

em que r_p 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:

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

Onde:

q_c = Resistência de ponta do cone

F_1 = Coeficientes de correção das resistências de ponta, cujos valores estão representados na tabela 2.4

e

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

Onde:

f_s = Atrito lateral unitário na luva

F_2 = Coeficientes de correção das resistências lateral, conforme a tabela 2.4

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})

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

Onde:

K = Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} , variando de acordo com o tipo de solo (tabela 2.5);

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

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

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

Onde:

α = Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT, conforme o tabela 2.5.

logo:

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

sendo que α é função do tipo do solo.

Reescrevendo as equações precedentes para r_p e r_L :

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

Onde:

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

e

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

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 semiempírica:

$$R = \frac{K N_P}{F_1} A_P + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) \quad (12)$$

Aoki e Velloso estabeleceram os valores de α e K representados na tabela 2.5, baseando-se em suas experiências e em valores literários. Quanto a determinação dos fatores de correção F_1 e F_2 exibidos na tabela 2.4, os autores lançaram mão 63 provas de carga realizados em vários estados do Brasil.

Tabela 2.4: Valores dos coeficientes F_1 e F_2

Tipo de estaca	F₁	F₂
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-modada	1,75	3,50

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

Tabela 2.5: Valores dos Coeficientes α e K

Tabela 05 - Valores dos Coeficientes α e K Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Siltearenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silteargiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila Arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: (CINTRA & AOKI, 2010, p. 25)

2.6.2.2 Método 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 o autor de 15 para 50 para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo o limite de $N_L \leq 15$ para estacas Srtrauss e tubulões a céu aberto. O cálculo da resistência de atrito lateral é determinado, portanto, através da seguinte expressão:

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

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

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

em que:

N_p = Valor médio do índice de resistência á 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 2.6, 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 2.7) e β (Tabela 2.8), respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, alcançando para a capacidade de carga o seguinte resultado:

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

Tabela 2.6: Coeficiente característico do solo C

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

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

Tabela 2.7: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

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

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

Tabela 2.8: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

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

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

2.6.3 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):

$$P_a = \frac{R_{med}}{F_s} \quad (16)$$

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:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad (17)$$

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

$$P_a = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (18)$$

2.6.4 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 2.8: Catálogo de estacas pré-moldadas da SOTEF engenharia

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

Fonte: Catálogo SOTEF engenharia

Figura 2.9: Catálogo de estacas pré-moldadas da Estacas HC

ESTACAS PADRÃO CIRCULARES PROTENDIDAS (Maciças)									
Estaca	A _{conc} (cm ²)	A _{chela} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ³)	I _{min} (cm ⁴)	r _{min} (cm)	Compressão N _k (tf)	Tração 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 _{chela} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ³)	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 _{chela} (cm ²)	Perímetro (cm)	Massa (kg/m)	W _{min} (cm ³)	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

2.6.5 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:

$$N_e \geq \frac{P_{pilar}}{P_{adm}} \quad (19)$$

onde:

N_e = Número de estacas

P_{pilar} = Carga do pilar

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

2.7 Custos horários

2.7.1 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

$$Sh = Sn \left(1 + \frac{LS}{100} + \frac{EC}{100} \right) \quad (20)$$

Sendo:

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

Sn = salário/hora normal do trabalhador

LS = Leis Sociais

EC = Encargos complementares

2.7.2 Elaboração dos custo direto

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 para calcular o preço total de serviços diretos é:

$$P_{total} = EP_{total} + MP_{total} + S_{total} + MO_{total} \quad (21)$$

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 por:

$$EP_{total} = Qnt \times Prod \times P.unit.Produ + Qnt \times Impro \times P.unit.Impro \quad (22)$$

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 por:

$$MP_{total} = Qnt \times P.unit \quad (23)$$

Onde:

MP_{total} = Preço total do material

Qnt = Quantidade

$P.unit$ = Preço unitário

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

$$SP_{total} = Qnt \times P.Unit \quad (24)$$

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 abaixo:

$$MOP_{total} = Qnt \times P.Unit \quad (25)$$

Onde:

MOP_{total} = Preço total da mão de obra

Qnt = Quantidade

$P.Unit$ = Preço unitário

3. METODOLOGIA

O presente trabalho discorre sobre um comparativo de custo de fundações profundas entre estacas do tipo hélice contínua e pré-moldada. Aquelas foram adotadas no projeto da edificação modelo utilizada nesta pesquisa para efeito de comparação com as estacas pré-fabricadas posteriormente dimensionadas. Para este estudo de caso, fez-se necessário a utilização do boletim de sondagem do terreno além dos projetos de locação dos pilares com cargas e de catálogos de estacas produzidas na região do empreendimento em análise.

3.1 Instrumento

Utilizando-se de planilhas eletrônicas, serão dimensionadas as estacas pré-moldadas e posteriormente orçadas. Durante este processo de dimensionamento, serão adotados os métodos Aoki e Velloso (1975) e Decourt Quaresma para cálculo de capacidade de carga geotécnica das estacas. Quanto aos orçamentos, estes serão compostos por preços unitários (CPU's), tendo como referência de dados a Tabela de Composição de Preços para Orçamento (TCPO), SINAP, além de consultas a empresas do ramo de fundação localizadas na região do edifício em estudo.

3.2 Procedimento

O trabalho foi dividido em três etapas: primeiramente foi realizada uma pesquisa bibliográfica em torno dos assuntos relacionados a fundações e metodologias de cálculo de capacidade de carga geotécnica de estacas. Num segundo momento, procedeu-se com o dimensionamento das capacidades de carga das estacas pré-moldadas, utilizando dos métodos a cima citados, além das análises de sondagem, dos projetos de cargas dos pilares da edificação e de catálogos de estacas disponíveis para a região. Por fim, o terceiro e último passo será o dimensionamento dos blocos de coroamento com a posterior indicação da fundação mais viável economicamente.

Quanto ao dimensionamento, em função do diâmetro da estaca adotada, e usando o ensaio de SPT de furo mais próximo ao pilar estudado, são dimensionadas as capacidades de cargas geotécnicas das estacas de modo que trabalhem com profundidades de 10,18 e 20m. A

escolha destas medidas está em razão das medidas das estacas de catálogo fornecidas pelos fabricantes serem de 8m e 10m. Com isso procurou-se trabalhar em medidas modulares e evitar cortes de sobras de estacas a cima do nível do terreno, o que ocasionaria um maior custo à fundação.

Outra medida adotada foi procurar determinar a ponto de parada da estaca em função do N_{SPT} e das características de estabilidade das camadas de solo. Isto é, foi adotado um N_{SPT} limite de 40 e evitado as camadas de solos que podem futuramente ocasionar recalques.

4 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso refere-se a um condomínio residencial de 13 pavimentos, cuja obra iniciada em 2012 com previsão de término para outubro de 2017, está localizado no município sul mineiro de Pouso Alegre. 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 15 (quinze) 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 respectivamente nos ANEXO A e ANEXO B.

4.2 Descrição física da edificação

O empreendimento é classificado como um condomínio residencial de médio-alto padrão, constituído de 9 pavimentos de apartamentos em alvenaria estrutural e 1 pavimento de área de lazer, dois pavimentos de garagem e 1 térreo constituídos em concreto armado. Sua estrutura é dividida em superestrutura e infraestrutura.

Figura 4.1: Fachada do condomínio residencial em estudo



Fonte: folder do empreendimento

4.2.1 Superestrutura

Sua superestrutura é composta por três torres, cada uma constituída por 7 pavimentos de apartamentos tipo e 2 pavimentos de coberturas duplex, totalizando 96 unidades de moradia, além de uma área de lazer constituída de sala de reunião, playground, espaço gourmet, garage band (sala acústica), cinema, sauna, piscina, salão de festas, academia, salão de jogos, espaço leitura, brinquedoteca e meia quadrada. Nos ANEXO F e no ANEXO C encontram-se os projetos detalhados do empreendimento.

Quanto aos pilares, esta edificação conta com variadas seções transversais e cargas de compressão alcançando respectivamente valores de $0,19\text{m} \times 2,40\text{m}$ e $5779,13\text{ kN}$. As plantas de locação dos pilares com as cargas estão expostas no ANEXO F e no ANEXO D.

4.2.2 Infraestrutura

A fundação executada foi majoritariamente do tipo hélice contínua monitorada, totalizando um total de 187 estacas hélice contínua escavadas, além de 41 estacas strauss com profundidades variando de 10 a 25 metros. Somando todas as estacas resultam em 228, com diâmetros variando entre 30cm e 100cm, cujos detalhes podem ser consultados no projeto de fundação do ANEXO B.

5 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

Previamente ao dimensionamento da fundação para estacas pré-moldadas, fez-se necessário escolher o modelo de estaca a ser usada no trabalho. Para tanto, foram calculadas a capacidade de carga do solo e a quantidade de estacas necessárias ao bloco que recebe o carregamento do pilar P36B, usando a média das cargas admissíveis entre os métodos Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978). O motivo da escolha do pilar P36B foi o seu elevado carregamento, além da sua condição de SPT desfavorável, podendo nesta conjuntura, ser considerado o pior cenário para o desempenho das estacas.

Quanto às estacas, foram analisadas três modelos pré-moldadas e protendidas em concreto armado de três diferentes seções, a saber: circular maciça, quadrada maciça e hexagonal vazada. Além disso, para ambos os modelos de estacas, foram escolhidas aquelas de maior diâmetro, de modo a contribuírem positivamente para a redução da quantidade de estacas no bloco do pilar em questão.

Em relação à cota de parada das estacas, para esta análise preliminar, foi adotado 20m para atender aos três critérios expostos anteriormente na metodologia: trabalhar com medidas modulares de 10m para se evitar posteriores cortes da estaca, alcançar camadas de solos menos propícios a recalques e trabalhar com N_{SPT} abaixo de 40.

Por fim, após dimensionar para as três estacas sob uma situação extrema quanto ao carregamento e característica do solo, pôde-se concluir qual das três seria a mais viável técnica e economicamente para se aplicar no presente trabalho.

5.1 Dimensionamento da estaca pré-moldada circular protendida

5.1.1 Método Aoki e Velloso

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

- Modelo = HC260
- Diâmetro = 0,26 m

- Perímetro = $2\pi r = 2\pi \times \frac{0,26}{2} = 0,8168 \text{ m}$
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 \text{ kN}$
- Comprimento = 20 m
- Ensaio SPT conforme ANEXO A
- Pilar P36B com carga de $540 \text{ tf} = 5297,4 \text{ kN}$

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 2.4, tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores:

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

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

Resistência Lateral (R_{L1})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -1 m e -2,90 m, composto por solo Silte Argiloso, tem-se:

$$N_{med} = \frac{(4 + 4)}{2} = \frac{8}{2} = 4 \quad (26)$$

Conforme tabela 2.5, para solos silte argilosos:

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

$$R_{L1} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 4}{3,5} \times 0,8168 \times 1,90 = 13,87 \text{ kN} \quad (27)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -2,90 m a -6,00 m, composto por solo Silte Argiloso com Argila:

$$N_{med} = \frac{(4 + 4 + 4)}{3} = \frac{12}{3} = 4 \quad (28)$$

Conforme tabela 2.5, para solos silte argilosos:

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

$$R_{L2} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 4}{3,5} \times 0,8168 \times 3,1 = 22,63 \text{ kN} \quad (29)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -6,00 m a -9,90 m, composto por solo Silte argiloso e arenoso:

$$N_{med} = \frac{(8 + 9 + 11 + 16)}{4} = \frac{44}{4} = 11 \quad (30)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 11}{3,5} \times 0,8168 \times 3,9 = 75,09 \text{ kN} \quad (31)$$

Resistência Lateral (R_{L4})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -9,90 m a -14,00 m, composto por solo Silte argiloso e arenoso

$$N_{med} = \frac{(18 + 20 + 20 + 21)}{4} = \frac{79}{4} = 19,75 \quad (32)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L4} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 19,75}{3,5} \times 0,8168 \times 4,1 = 141,73kN \quad (33)$$

Resistência Lateral (R_{L5})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -14,00 m a -18,00 m, composto por solo Silte argiloso com quartz:

$$N_{med} = \frac{(22 + 21 + 24 + 23)}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \quad (34)$$

Conforme tabela 2.5, para solo silte argiloso:

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

$$R_{L5} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 22,5}{3,5} \times 0,8168 \times 4 = 164,25 kN \quad (35)$$

Resistência Lateral (R_{L6})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -18,00 m a -20 m, composto por solo Silte argiloso com areia fina

$$N_{med} = \frac{(25 + 28)}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \quad (36)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L6} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 26,5}{3,5} \times 0,8168 \times 2 = 92,76 \text{ kN} \quad (37)$$

Resistência Lateral (R_{L7})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -19,9 m a -20,0 m, composto por solo Silte argiloso com argila:

$$N_{med} = \frac{(27)}{1} = 27 \quad (38)$$

Conforme tabela 2.5, para solo silte argiloso:

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

$$R_{L7} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 27}{3,5} \times 0,8168 \times 0,1 = 4,93 \text{ kN} \quad (39)$$

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

Parâmetros de projeto :

- Resistência de ponta na cota - 20 m
- Silte argiloso com argila com $N_{SPT} = 27$
- Área da ponta (A_p) = $\pi \times \left(\frac{D}{4}\right)^2 = \pi \times \left(\frac{0,26}{2}\right)^2 = 0,05309 \text{ m}^2$

Conforme as tabelas 2.5 e 2.4, para estacas pré-moldadas, com cotas de parada sobre solos silteargilosos:

$$K = 0,23 \text{ MPa e } F_1 = 1,75$$

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

$$R_p = \frac{0,23 \times 10^6 \times 27}{1,75} \times 0,05309 = 188,39 \text{ kN} \quad (40)$$

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)

$$R = 188,39 + (13,87 + 22,63 + 75,09 + 141,73 + 164,25 + 88,13 + 4,93) \quad (41)$$

$$R = 699,02 \text{ kN}$$

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 no valor igual a 2.

$$P_a = \frac{699,02}{2} = 349,51 \text{ kN} \quad (42)$$

5.1.2 Método de Decourt - Quaresma

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca circular conforme catálogo da Figura 2.8:

- Modelo = HC260
- Perímetro = $2\pi r = 2\pi \times \frac{0,26}{2} = 0,8168 \text{ m}$
- Carga de catálogo = $72tf = 706,32 \text{ kN}$
- Comprimento = 20 m
- Ensaio SPT conforme ANEXO A
- Pilar P36B com carga de $540 \text{ tf} = 5297,4 \text{ kN}$

- Fatores α e β , conforme tabelas 2.7 e 2.8 para estacas pré-moldadas = 1

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

$$N_L = \frac{(4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 8 + 9 + 11 + 16 + 18 + 20 + 20 + 21 + 22 + 21 + 24 + 23 + 25)}{18}$$

$$N_L = \frac{258}{18} = 14,33 \quad (43)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{14,33}{3} + 1 \right) \times 0,8168 \times 20 = 943,68 \text{ kN} \quad (44)$$

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

Parâmetros de projeto :

- Resistência de ponta na cota - 20 m
- Silte argiloso com argila com $N_{SPT} = 27$
- Area da ponta (A_p) = $\pi \times \left(\frac{D}{4}\right)^2 = \pi \times \left(\frac{0,26}{2}\right)^2 = 0,05309 \text{ m}^2$
- Conforme tabela 2.5, para estacas pré-moldadas, $\alpha = 1$
- Conforme tabela 2.6, para solo Silte argiloso com argila, $C = 200 \text{ kPa}$

$$N_p = \frac{(28 + 27 + 29)}{3} = 28 \quad (45)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 200 \times 10^3 \times 28 \times 0,05309 = 297,30 \quad (46)$$

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

$$R = 1240,98 \text{ kN}$$

5° 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.

$$P_a = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{297,30}{4} + \frac{943,68}{1,3} = 800,23 \text{ kN} \quad (47)$$

5.1.3 Quantidade de estacas no bloco

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

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(P_{aAoki-Velloso} + P_{aDecourt-Quaresma})}{2} = \frac{(349,51 + 800,23)}{2} = 574,87 \text{ kN} \quad (48)$$

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

$$N^{\circ} \text{ de estacas/Bloco} = \frac{P_{pilar}}{P_{adm}} = \frac{5297,4}{574,87} = 9,21 \Rightarrow 10 \text{ estacas} \quad (49)$$

5.2 Dimensionamento estaca pré-moldada quadrada protendida maciça

5.2.1 Método de Aoki e Velloso

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

- Modelo = 30x30cm
- Perímetro = $4l = 4 \times 0,3 = 1,2 \text{ m}$
- Carga de catálogo = $124 \text{ tf} = 1216,44 \text{ kN}$
- Comprimento = 20 m
- Ensaio SPT conforme ANEXO A
- Pilar P36B com carga de $540 \text{ tf} = 5297,4 \text{ kN}$

1º passo é adotar os fatores de correção de acordo com o tipo de estaca adotada. Conforme a tabela 2.4, tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores de F_1 e F_2 :

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

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

Resistência Lateral (R_{L1})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -1 m e -2,90 m, composto por solo Silte Argiloso, tem-se:

$$N_{med} = \frac{(4 + 4)}{2} = \frac{8}{2} = 4 \quad (50)$$

Conforme tabela 2.5, para solos silte argilosos:

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

$$R_{L1} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 4}{3,5} \times 1,2 \times 1,90 = 20,38 \text{ kN} \quad (51)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -2,90 m a -6,00 m, composto por solo Silte Argiloso com Argila:

$$N_{med} = \frac{(4 + 4 + 4)}{3} = \frac{12}{3} = 4 \quad (52)$$

Conforme tabela 2.5, para solos silte argilosos:

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

$$R_{L2} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 4}{3,5} \times 1,2 \times 3,1 = 33,24 \text{ kN} \quad (53)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -6,00 m a -9,90 m, composto por solo Silte argiloso e arenoso:

$$N_{med} = \frac{(8 + 9 + 11 + 16)}{4} = \frac{44}{4} = 11 \quad (54)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 11}{3,5} \times 1,2 \times 3,9 = 110,32 \text{ kN} \quad (55)$$

Resistência Lateral (R_{L4})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -9,90 m a -14,00 m, composto por solo Silte argiloso e arenoso

$$N_{med} = \frac{(18 + 20 + 20 + 21)}{4} = \frac{79}{4} = 19,75 \quad (56)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L4} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 19,75}{3,5} \times 1,2 \times 4,1 = 208,22 \text{ kN} \quad (57)$$

Resistência Lateral (R_{L5})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -14,00 m a -18,00 m, composto por solo Silte argiloso com quartz:

$$N_{med} = \frac{(22 + 21 + 24 + 23)}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \quad (58)$$

Conforme tabela 2.5, para solo silte argiloso:

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

$$R_{L5} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 22,5}{3,5} \times 1,2 \times 4 = 241,31 \text{ kN} \quad (59)$$

Resistência Lateral (R_{L6})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -18,00 m a -20 m, composto por solo Silte argiloso com areia fina

$$N_{med} = \frac{(25 + 28)}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \quad (60)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L6} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 26,5}{3,5} \times 1,2 \times 2 = 136,28 \text{ kN} \quad (61)$$

Resistência Lateral (R_{L7})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -19,9 m a -20,0 m, composto por solo Silte argiloso com argila:

$$N_{med} = \frac{(27)}{1} = 27 \quad (62)$$

Conforme tabela 2.5, para solo silte argiloso:

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

$$R_{L7} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 27}{3,5} \times 1,2 \times 0,1 = 7,24 \text{ kN} \quad (63)$$

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

Parâmetros de projeto :

- Resistência de ponta na cota - 20 m
- Silte argiloso com argila com $N_p = 27$
- Área da ponta ($A_p = l^2 = (0,3)^2 = 0,09 \text{ m}^2$)

Conforme as tabelas 2.4 e 2.5, para estacas pré-moldadas, com cotas de parada sobre solos silteargilosos:

$$K = 0,23 \text{MPa} \text{ e } F_1 = 1,75$$

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

$$R_p = \frac{0,23 \times 10^6 \times 27}{1,75} \times 0,09 = 319,37 \text{ kN} \quad (64)$$

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)

$$R = 319,37 + (20,38 + 33,24 + 110,32 + 208,22 + 241,31 + 136,28 + 7,24) \quad (65)$$

$$R = 1076,36 \text{ kN}$$

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 no valor igual a 2.

$$P_a = \frac{1076,36}{2} = 538,18 \text{ kN} \quad (66)$$

5.2.2 Método Decourt - Quaresma

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

- Modelo = 30x30cm
- Perímetro = $4l = 4 \times 0,3 = 1,2 \text{ m}$
- Carga de catálogo = $124 \text{ tf} = 1216,44 \text{ kN}$
- Comprimento = 20 m
- Ensaio SPT conforme ANEXO A
- Pilar P36B com carga de $540 \text{ tf} = 5297,4 \text{ kN}$
- Fatores α e β , conforme tabelas 2.7 e 2.8 para estacas pré-moldadas = 1

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

$$N_L = \frac{(4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 8 + 9 + 11 + 16 + 18 + 20 + 20 + 21 + 22 + 21 + 24 + 23 + 25)}{18}$$

$$N_L = \frac{258}{18} = 14,33 \quad (67)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{14,33}{3} + 1 \right) \times 1,2 \times 20 = 1386,4 \text{ kN} \quad (68)$$

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 da sob a sua base.

Parâmetros de projeto :

- Resistência de ponta na cota - 20 m
- Silte argiloso com argila com $N_{SPT} = 27$
- Area da ponta (A_p) = $l^2 = (0,3)^2 = 0,09 \text{ m}^2$
- Conforme tabela 08, para estacas pré-moldadas, $\alpha = 1$
- Conforme tabela 07, para solo Silte argiloso com argila, $C = 200 \text{ kPa}$

$$N_p = \frac{(28 + 27 + 29)}{3} = 28 \quad (69)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 200 \times 10^3 \times 28 \times 0,09 = 504 \text{ kN} \quad (70)$$

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

$$R = 1890,4 \text{ kN}$$

5° 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 exposto no item x.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} = \frac{504}{4} + \frac{1386,4}{1,3} = 1192,46 \text{ kN} \quad (71)$$

5.2.3 Quantidade de estacas no bloco

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

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(P_a \text{ Aoki-Velloso} + P_a \text{ Decourt-Quaresma})}{2} = \frac{(538,18 + 1192,46)}{2} = 865,32 \text{ kN} \quad (72)$$

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

$$N^\circ \text{ de estacas/Bloco} = \frac{P_{\text{pilar}}}{P_{\text{adm}}} = \frac{5297,4}{865,32} = 6,1 \Rightarrow 7 \text{ estacas} \quad (73)$$

5.3 Dimensionamento estaca pré-moldada hexagonal protendida vazada

5.3.1 Método de Aoki e Velloso

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca hexagonal conforme catálogo da Figura 09:

- Modelo = 60₃₀
- Perímetro = 1,80 m
- Carga de catálogo = 245 tf = 2403,45 kN
- Comprimento = 20 m
- Ensaio SPT conforme ANEXO A
- Pilar P36B com carga de 540 tf = 5297,4 kN

1º passo é adotar os fatores de correção de acordo com o tipo de estaca adotada. Conforme a tabela 2.4, tem-se para estacas pré-moldadas os seguintes valores de F_1 e F_2 :

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

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

Resistência Lateral (R_{L1})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -1 m e -2,90 m, composto por solo Silte Argiloso, tem-se:

$$N_{med} = \frac{(4 + 4)}{2} = \frac{8}{2} = 4 \quad (74)$$

Conforme tabela 2.5, para solos silte argilosos:

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

$$R_{L1} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 4}{3,5} \times 1,80 \times 1,90 = 30,56 \text{ kN} \quad (75)$$

Resistência Lateral (R_{L2})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -2,90 m a -6,00 m, composto por solo Silte Argiloso com Argila:

$$N_{med} = \frac{(4 + 4 + 4)}{3} = \frac{12}{3} = 4 \quad (76)$$

Conforme tabela 2.5, para solos silte argilosos:

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

$$R_{L2} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 4}{3,5} \times 1,8 \times 3,1 = 49,87 \text{ kN} \quad (77)$$

Resistência Lateral (R_{L3})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -6,00 m a -9,90 m, composto por solo Silte argiloso e arenoso:

$$N_{med} = \frac{(8 + 9 + 11 + 16)}{4} = \frac{44}{4} = 11 \quad (78)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L3} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 11}{3,5} \times 1,8 \times 3,9 = 165,47 \text{ kN} \quad (79)$$

Resistência Lateral (R_{L4})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -9,90 m a -14,00 m, composto por solo Silte argiloso e arenoso

$$N_{med} = \frac{(18 + 20 + 20 + 21)}{4} = \frac{79}{4} = 19,75 \quad (80)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L4} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 19,75}{3,5} \times 1,8 \times 4,1 = 312,33 \text{ kN} \quad (81)$$

Resistência Lateral (R_{L5})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -14,00 m a -18,00 m, composto por solo Silte argiloso com quartz:

$$N_{med} = \frac{(22 + 21 + 24 + 23)}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \quad (82)$$

Conforme tabela 2.5, para solo silte argiloso:

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

$$R_{L5} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 22,5}{3,5} \times 1,8 \times 4 = 361,95 \text{ kN} \quad (83)$$

Resistência Lateral (R_{L6})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -18,00 m a -20 m, composto por solo Silte argiloso com areia fina

$$N_{med} = \frac{(25 + 28)}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \quad (84)$$

Conforme tabela 2.5, para solos siltes argiloarenosos:

$$K = 0,25MPa \text{ e } \alpha = 3,0\%$$

$$R_{L6} = \frac{0,03 \times 0,25 \times 10^6 \times 26,5}{3,5} \times 1,8 \times 2 = 204,43 \text{ kN} \quad (85)$$

Resistência Lateral (R_{L7})

Para camada ΔI do fuste compreendido entre as cotas -19,9 m a -20,0 m, composto por solo Silte argiloso com argila:

$$N_{med} = \frac{(27)}{1} = 27 \quad (86)$$

Conforme tabela 2.5, para solo silte argiloso:

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

$$R_{L7} = \frac{0,034 \times 0,23 \times 10^6 \times 27}{3,5} \times 1,8 \times 0,1 = 10,86 \text{ kN} \quad (87)$$

3° Passo é calcular a resistência de ponta, é onde a ponta da estaca vai parar, ela é em função do tipo de solo, N_{spt} e o fator de correção F_1 .

Parâmetros de projeto :

- Resistência de ponta na cota - 20 m
- Silte argiloso com argila com $N_p = 27$
- Área da ponta (A_p) = $0,234 \text{ m}^2$

Conforme as tabelas 2.5 e 2.4, para estacas pré-moldadas, com cotas de parada sobre solos silteargilosos:

$$K = 0,23MPa \text{ e } F_1 = 1,75$$

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

$$R_p = \frac{0,23 \times 10^6 \times 27}{1,75} \times 0,234 = 830,37 \text{ kN} \quad (88)$$

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)

$$R = 830,37 + (30,56 + 49,87 + 165,47 + 312,33 + 361,95 + 204,43 + 10,86) \quad (89)$$

$$R = 1965,84 \text{ kN}$$

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 no valor igual a 2.

$$P_a = \frac{1965,84}{2} = 982,92 \text{ kN} \quad (90)$$

5.3.2 Método Decourt - Quaresma

Parâmetros de projeto estabelecidos para a estaca hexagonal conforme catálogo da Figura 09:

- Modelo = 60₃₀
- Perímetro = 1,80 m
- Carga de catálogo = 245 tf = 2403,45 kN
- Comprimento = 20 m
- Ensaio SPT conforme ANEXO A
- Pilar P36B com carga de 540 tf = 5297,4 kN
- Fatores α e β , conforme tabelas 08 e 09 para estacas pré-moldadas = 1

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

$$N_{L=} = \frac{(4 + 4 + 4 + 4 + 4 + 8 + 9 + 11 + 16 + 18 + 20 + 20 + 21 + 22 + 21 + 24 + 23 + 25)}{18}$$

$$N_{L=} = \frac{258}{18} = 14,33 \quad (91)$$

Resistência Lateral (R_L)

$$R_L = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L = 1 \times 10 \times \left(\frac{14,33}{3} + 1 \right) \times 1,80 \times 20 = 2079,6 \text{ kN} \quad (92)$$

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

Parâmetros de projeto :

- Resistência de ponta na cota - 20 m
- Silte argiloso com argila com $N_{SPT} = 27$
- Area da ponta (A_p) = 0,234 m^2
- Conforme tabela 08, para estacas pré-moldadas, $\alpha = 1$
- Conforme tabela 07, para solo Silte argiloso com argila, $C = 200 \text{ kPa}$

$$N_p = \frac{(28 + 27 + 29)}{3} = 28 \quad (93)$$

$$R_p = \alpha C N_p A_p = 1 \times 200 \times 10^3 \times 28 \times 0,234 = 1310,4 \quad (94)$$

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

$$R = 1965,84 \text{ kN}$$

5º 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 exposto no item x.

$$P_a = \frac{1310,4}{4} + \frac{2079,6}{1,3} = 1926,83 \text{ kN} \quad (95)$$

5.3.3 Quantidade de estacas no bloco

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

$$P_a \text{ Médio} = \frac{(P_{aAoki-Velloso} + P_{aDecourt-Quaresma})}{2} = \frac{(982,92 + 1926,83)}{2} = 1454,88 \text{ kN} \quad (96)$$

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

$$N^{\circ} \text{ de estacas/Bloco} = \frac{P_{\text{pilar}}}{P_{\text{adm}}} = \frac{5297,4}{1454,88} = 3,64 \Rightarrow 4 \text{ estacas} \quad (97)$$

5.4 Quadro resumo

De acordo com os pré-dimensionamentos a cima, pôde-se notar, que, neste projeto em específico onde há atuação de cargas elevadas, é inviável se trabalhar com as estacas circular e quadrada disponíveis, pois já se prevê uma quantidade antieconômica de estacas por bloco, conforme exposto na tabela 5.1. Portanto, para este trabalho, foi usada a estaca hexagonal protendida vazada para o dimensionamento da fundação.

Tabela 5.1: Resumo dos dimensionamentos das estacas

Estaca	P_{adm} Aoki-Velloso (kN)	P_{adm} Décourt-Q. (kN)	P_{adm} Média (kN)	P_e (kN)	P_{Pilar} (kN)	$P_{\text{Pilar}}/P_{\text{adm}}$	$N^{\circ} \frac{\text{Estacas}}{\text{Bloco}}$
Circular	349,51	800,23	574,87	706,32	5297,4	9,21	10
Quadrada	538,18	1192,46	865,32	1216,44	5297,4	6,12	7
Hexagonal	982,92	1926,83	1454,88	2403,45	5297,4	3,64	4

Fonte: o autor

Através de planilhas eletrônicas foi feito, para a estaca hexagonal vazada, 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 aos furos de SPT, foram escolhidos aqueles de maior proximidade aos pilares.

5.5 Dimensionamento de blocos de coroamento

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

Para tanto foi utilizado o método desenvolvido por Blevót, conhecido também como método das bielas. Este procedimento será pormenorizado a seguir simultaneamente ao passo a passo dos dimensionamentos dos quatro tipos de blocos analisados.

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.

5.5.1 Blocos sobre uma estaca

Concomitantemente à exposição da revisão de cálculo de bloco sobre uma estaca, será feito o dimensionamento do bloco de coroamento sob o pilar PS13C, cujos parâmetros de projeto são:

- Seção do pilar = $60 \times 19 \text{ cm}$;
- Força normal característica do pilar $N_k = 126 \text{ tf} = 1236,06 \text{ KN}$;
- Diâmetro da estaca $\varnothing_e = 60 \text{ cm}$;
- Capacidade nominal da estaca $R_e = 245 \text{ tf} = 2403,45 \text{ KN}$;
- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Aço CA50
- Coeficientes de segurança $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$;
- Comprimento básico de ancoragem do arranque do pilar $l_{b,\varnothing,pil} = 53 \text{ cm}$.

Conforme definido por Bastos (2013), na existência de pilares cujas dimensões se aproximem da dimensão da estaca sobre a qual aqueles estão centrados, há, neste caso, a necessidade de haver um bloco de coroamento para fim de transferência de carga. Além disso, o bloco se faz presente por razões construtivas, como o preciso posicionamento dos pilares, chumbadores, correção de pequenas excentricidades da estaca, uniformização da carga sobre a estaca, etc.

a) Dimensionamento geométrico:

Bastos (2013) recomenda para a altura útil d do bloco - distância entre a cabeça da estaca e a parte superior do bloco - os seguintes valores mínimo e máximo:

$$d_{min} \geq \begin{cases} 1\phi \\ \ell_b \end{cases} \quad d_{max} \leq 1,2\phi \quad (98)$$

Para diâmetro da estaca $\phi_e = 60cm$ tem-se:

$$\begin{aligned} 1 \cdot \phi_e \leq d \leq 1,2 \cdot \phi_e \\ 1 \cdot 60 \leq d \leq 1,2 \cdot 60 \end{aligned} \quad (99)$$

$$60cm \leq d \leq 72cm \rightarrow d_{adotado} = 70cm \geq l_{b,\phi,pil} = 53cm \rightarrow Ok !$$

De acordo com o Figura 5.1, a distância z recomendada por Bastos (2013) entre as faces do bloco e da estaca deve atender à seguinte condição:

$$10cm \leq z \leq 15cm \rightarrow z_{adotado} = 15cm \quad (100)$$

Para o lado de tamanha a do bloco tem-se o seguinte valor:

$$a = \phi_e + 2 \cdot z = 60 + 2 \cdot 15 = 90cm \quad (101)$$

Para o espaço n entre a faces do bloco e da maior dimensão do pilar conforme a figura 5.1, Bastos (2013) propõe:

$$3cm \leq n \leq 5cm \rightarrow z_{adotado} = 5cm \quad (102)$$

Definida a dimensão do lado do bloco, verifica-se se o bloco suporta geometricamente a maior dimensão do pilar:

$$a = 90cm \geq a_p + 2.n \geq 60 + 2.5 \geq 70cm \rightarrow OK \quad (103)$$

Para o comprimento de penetração da estaca no bloco d' , Bastos (2013) recomenda:

$$5cm \leq d' \leq 10cm \rightarrow d'_{adotado} = 10cm \quad (104)$$

Com as dimensões estabelecidas a cima, tem-se para a altura do bloco a seguinte expressão:

$$h = d + d' = 70 + 10 = 80cm \quad (105)$$

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

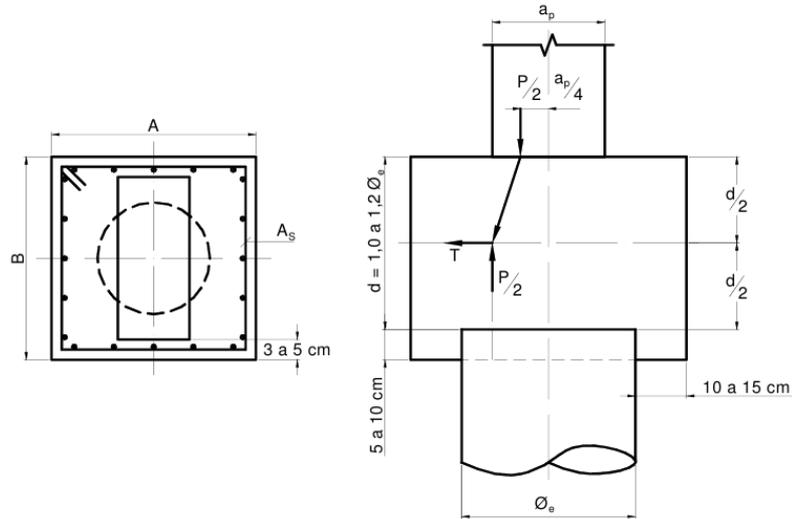
$$h \geq \frac{(a-a_p)}{3} \quad (106)$$

$$80 \geq \frac{(90 - 19)}{3}$$

$$80cm \geq 23,67cm \rightarrow OK$$

Em suma, a definição geométrico do bloco sobre uma estaca pode ser ilustrada de maneira resumida consoante a figura 5,1:

Figura 5.1: Definições geométricas de bloco sobre uma estaca

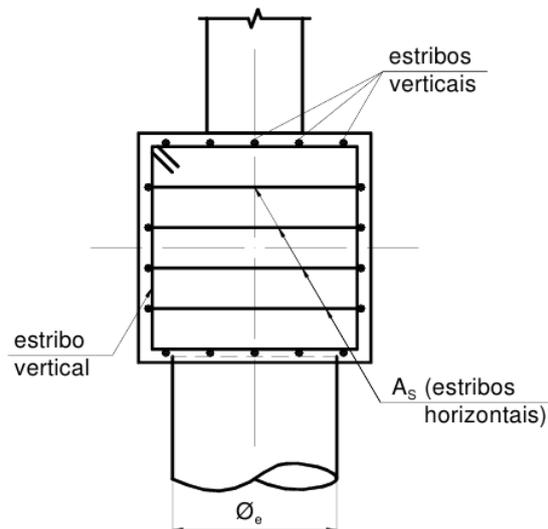


Fonte: UNESP (Bauru/SP) – Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

b) Armaduras

São admitidas para este tipo de bloco estribos horizontais e verticais (Figura 5.2). Segundo Bastos, aqueles são essenciais para o esforço de fendilhamento e estes últimos, somente por questões construtivas.

Figura 5.2: Disposições das armaduras



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

No sentido de calcular a área de aço dos estribos horizontais, há de se determinar, primeiramente, a força de tração horizontal T representada na figura 5.1:

$$T = \frac{1}{4} P \frac{\phi_e - \alpha_p}{\phi_e} \cong \frac{1}{4} P \quad (107)$$

De maneira simplificada o valor de cálculo da força de tração é definida pela seguinte expressão:

$$T_d = 0,25P_d \quad (108)$$

Por fim, para o bloco resistir à força de tração T_d atuante são dispostos estribos horizontais cujas áreas de aço são calculadas através do seguinte quociente:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \therefore A_s = \frac{0,25P_d}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{0,25N_k \cdot \gamma_f}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \quad (109)$$

$$A_s = \frac{0,25 \cdot 1236,06 \cdot 1,4}{\frac{50}{1,15}} = 9,95 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 16 \text{ mm} = 10,06 \text{ cm}^2$$

Ainda de acordo com Bastos (2013), aos estribos verticais nas duas direções, são empregados áreas de aço iguais á armadura principal A_s (estribos horizontais).

Para os estribos horizontais e verticais tem-se os seguintes espaçamentos efetivos:

$$S_{hor.} = \frac{d}{(\text{número de barras}+1)} \quad (110)$$

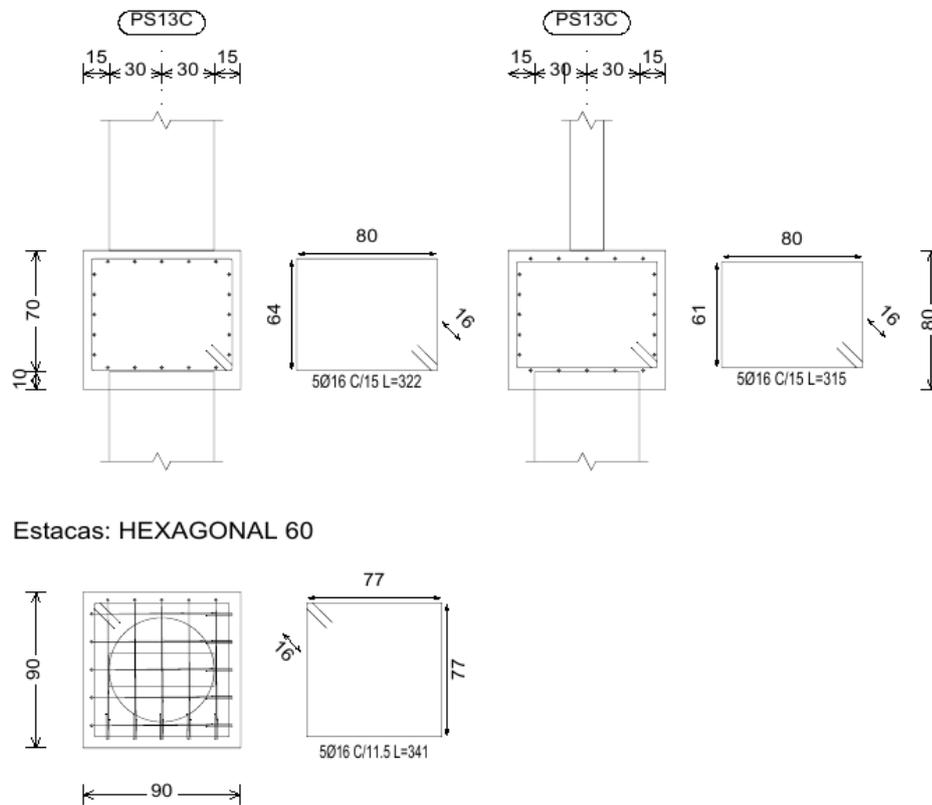
$$S_{hor.} = \frac{70}{(5+1)} = 11,67 \text{ cm}$$

$$S_{vert.} = \frac{a}{(\text{número de barras}+1)} \quad (111)$$

$$S_{vert.} = \frac{90}{(5+1)} = 15,00 \text{ cm}$$

Por fim o detalhamento final do bloco resulta conforme a figura 5.3:

Figura 5.3: Detalhamento final do bloco



Fonte: autor (2016)

5.5.2 Blocos sobre duas estacas

Para este tipo de bloco será demonstrado o dimensionamento do bloco de coroamento sob o pilar P29C, cujos dados preliminares de projeto são:

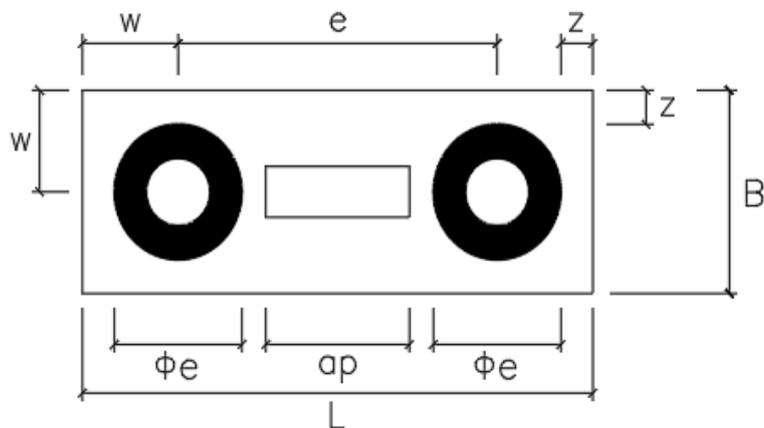
- Seção do pilar = $70 \times 30 \text{ cm}$;
- Força normal característica do pilar $NK = 283tf = 2776,23KN$;
- Diâmetro da estaca $\phi_e = 60 \text{ cm}$;
- Capacidade nominal da estaca $R_e = 245tf = 2403,45KN$;
- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Aço CA50
- Coeficientes de segurança $\gamma_f = 1,4$ 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 e máximas recomendadas por Bastos (2013), são adotadas os seguintes valores para as dimensões especificadas na planta da figura 5.4:

Figura 5.4: Dimensões geométricas do bloco



Fonte: autor (2016)

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

$$e = 2,5\phi_e \quad (112)$$

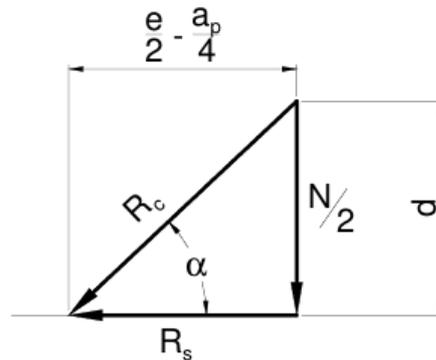
$$e = 2,5 \cdot 60 = 150cm$$

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

$$z \geq 15cm \rightarrow z_{adotado} = 15cm \quad (113)$$

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

Figura 5.6: Dimensões geométricas do bloco



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

O ângulo de inclinação da biela comprimida é expressa por:

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{e - a_p}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e - a_p}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (116)$$

Novamente através do polígono de forças atuantes no bloco, vide figura 5.6, tem-se:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_s} \quad (117)$$

Equiparando-se as expressões 116 e 117 defini-se a força de tração no tirante ou na armadura principal:

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

c) 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:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (119)$$

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)

Substituindo os ângulos limites α na expressão 116, têm-se os extremos mínimo e máximo da altura útil d :

$$d_{\min} = 0,5 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\min} = 0,5 \left(150 - \frac{70}{2} \right) = 57,5 \text{ cm} \quad (120)$$

$$d_{\max} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\max} = 0,71 \left(150 - \frac{70}{2} \right) = 81,65 \text{ cm} \quad (121)$$

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

$$d' \geq \left\{ \frac{5}{5} a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \rightarrow d'_{adotado} = 11 \text{ cm} \right. \quad (122)$$

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:

$$h = d + d' \quad (123)$$

Para altura h adotada de 85cm tem-se:

$$h = d + d' \rightarrow 85 = d + 11 \rightarrow d_{adotado} = 74 \text{ cm} \quad (124)$$

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

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

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (125)$$

$$74cm \geq 53cm \rightarrow OK$$

Uma vez determinada a altura útil d , pode-se determinar o ângulo α , através da equação 116:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}} = \frac{74}{\frac{150}{2} - \frac{70}{4}} \quad (117)$$

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

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

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (126)$$

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

$$90cm \geq 56,67cm \rightarrow OK$$

d) Verificação das tensões de compressão nas bielas:

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

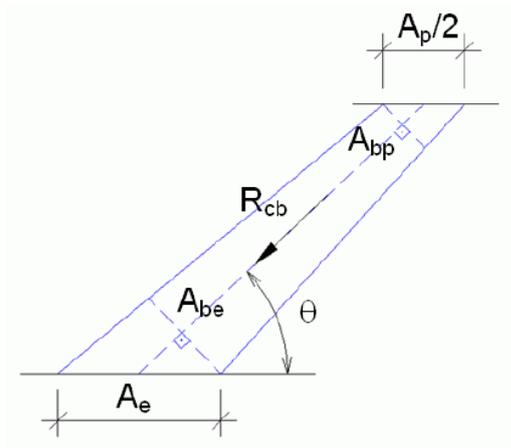
$$\text{sen } \alpha = \frac{\frac{N}{2}}{R_c} \quad (127)$$

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

$$R_c = \frac{N}{2 \text{ sen } \alpha} \quad (128)$$

Uma vez que as seções das bielas são inconstantes ao longo da altura do bloco, tendo em vista a figura 5.7, 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 5.7: Variação das seções das bielas.



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

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

$$A_{bp} = \frac{1}{2} A_p \operatorname{sen} \alpha \quad (129)$$

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

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{R_c}{A_{bp}} \quad (130)$$

Ao se substituir na equação (130) as expressões (128) e (129), tem-se:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,pil} = \frac{2776,23 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{(70 \cdot 30) \times \operatorname{sen}^2 52,15^\circ} = 30,28 \text{MPa} \quad (130)$$

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:

$$A_{be} = A_e \operatorname{sen} \alpha \quad (131)$$

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

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{R_c}{2A_{be}} \quad (132)$$

Substituindo em (132) as expressões (128) e (131), tem-se:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2A_e \operatorname{sen}^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,est} = \frac{2776,23 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{2 \times \left(\frac{\pi \times (60)^2}{4}\right) \times \operatorname{sen}^2 52,15^\circ} = 11,24 \text{MPa} \quad (133)$$

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), Blévoat estabeleceu que:

$$\sigma_{cd,b,est,lim} = \sigma_{cd,b,pil,lim} = 1,4K_R f_{cd} \quad (133)$$

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

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

e) Armadura principal

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

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \quad (134)$$

Segundo Bastos (2013), ao analisar resultados de ensaios, Blévoit constatou que as forças desenvolvidas nas armaduras principais foram 15% superiores àquelas apontadas pelo cálculo teórico. Em vista disso, a expressão (118) é majorada em 15% tornando-se:

$$R_s = \frac{1,15N(2e - a_p)}{8d} \quad (135)$$

desta maneira, substituindo a expressão (135) em (134) tem-se:

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8df_{yd}}(2e - a_p) \quad (136)$$

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

f) Armaduras complementares

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

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{\min/\text{face}} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min/\text{face}} = 0,075B \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}\right) \quad (137)$$

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

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

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

$$s_{pel,max} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases} \rightarrow \frac{74}{3} = 24,67 \rightarrow s_{pel,max} \leq 20 \text{ cm} \quad (138)$$

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

$$s_{pel,max} \geq 8cm \quad (139)$$

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

$$\text{- sobre as estacas: } s_{est,max} \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5a_{est} = 0,5\frac{\sqrt{\pi}}{2}\phi_e \end{cases} \rightarrow 0,5\left(\frac{\sqrt{\pi}}{2}\right) \times 60 = 26,59 \rightarrow$$

$$s_{est,max} \leq 15 \text{ cm} \quad (140)$$

$$\text{- na outras posições além das estacas: } s_{est,max} \leq 20cm \quad (141)$$

Uma vez definidos a área de aço por face e os limites de espaçamentos, pode-se definir a armadura efetiva consultando a tabela 5.2 onde é dada a área de aço por metro em função do espaçamento e da bitola da armadura adotada:

Tabela 5.2: Área de armadura por metro de largura (cm²/m)

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

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

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

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

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right) = \frac{6,75cm^2}{m} \rightarrow \emptyset 12,5mm \text{ c}/18cm \text{ para os estribos horizontais}; \quad (142)$$

$$\left(\frac{A_w}{s}\right) = \frac{6,75cm^2}{m} \rightarrow \begin{cases} \emptyset 12,5mm \text{ c}/15cm \text{ sobre as estacas} \\ \emptyset 12,5mm \text{ c}/18cm \text{ além das estacas} \end{cases} \quad (143)$$

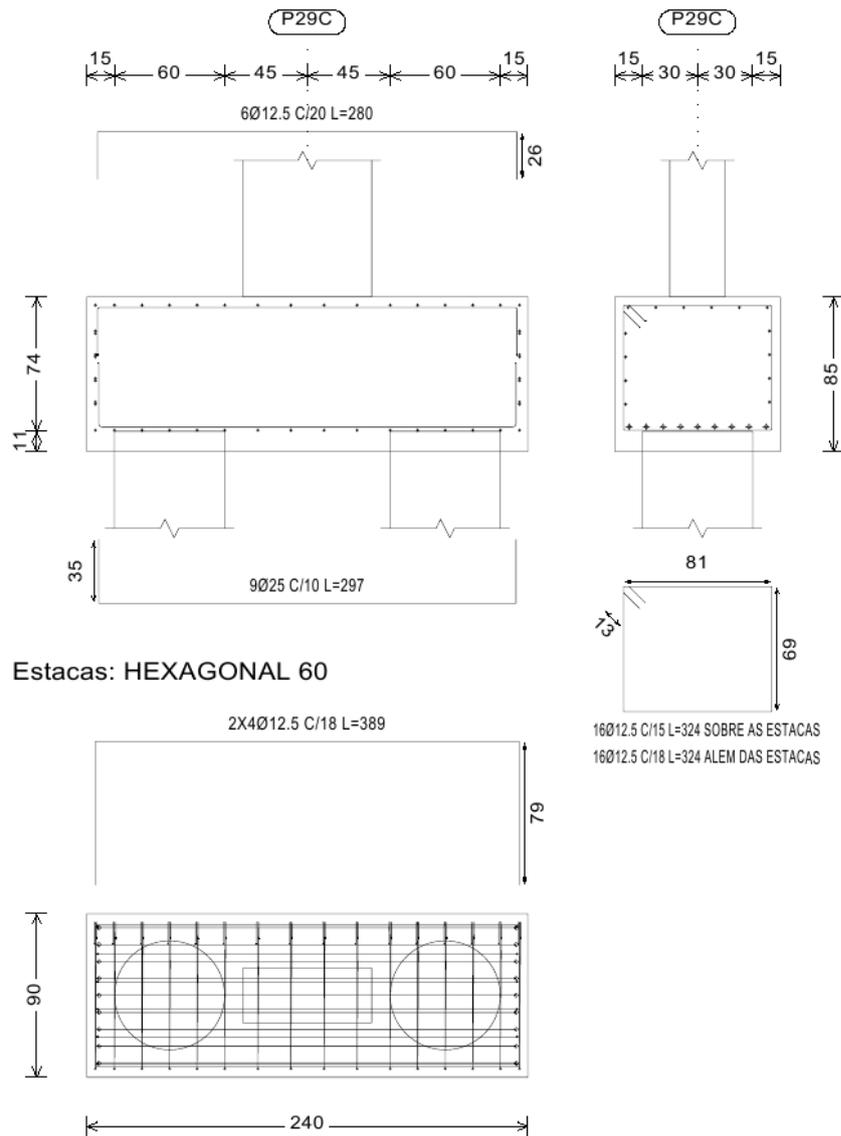
Para armadura superior, segundo recomendação de Lopes (2011), para bloco com carga acima de 50tf adota-se:

$$A_{sup} = \emptyset 12,5mm \text{ c}/20cm \quad (144)$$

g) Detalhamento final:

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

Figura 5.8: Detalhamento final



Fonte: autor (2016)

5.5.3 Blocos sobre três estacas

Para blocos sobre três estacas, será apresentado a seguir o dimensionamento do bloco de coroamento sob o pilar P37A, cujos dados de projeto são:

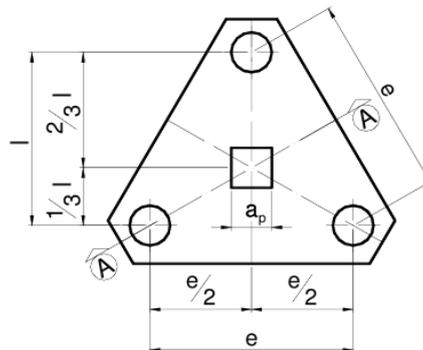
- Seção do pilar = $70 \times 60 \text{ cm}$;
- Força normal característica do pilar $NK = 560 \text{ tf} = 5493,6 \text{ KN}$;
- Diâmetro da estaca $\phi_e = 60 \text{ cm}$;
- Capacidade nominal da estaca $R_e = 245 \text{ tf} = 2403,45 \text{ KN}$;
- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Aço CA50
- Coeficientes 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 recomendadas por Bastos (2013), são adotados os seguintes valores para as dimensões em planta (Figura 5.9) do bloco:

Figura 5.9: Dimensões em planta



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

Para a distância entre eixo de estacas cravadas:

$$e = 2,5 \times \phi_e \quad (145)$$

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

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

$$z \geq 15\text{cm} \rightarrow z_{\text{adotado}} = 15\text{cm} \quad (146)$$

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

$$\ell = e \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \quad (147)$$

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

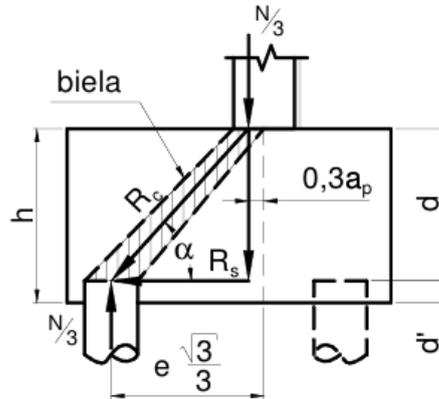
$$L = \ell + \phi_e + 2 \cdot z \quad (148)$$

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

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 5.10. 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 5.10: Representação das bielas.

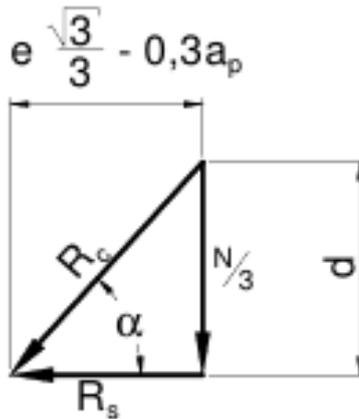


Fonte: UNESP (Bauru/SP) – Estruturas de Concreto III – Blocos de Fundação

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 5.11:

Figura 5.11: Representação das bielas.



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:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} = \frac{d}{e\frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{e\frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p} \quad (149)$$

Novamente através do polígono de forças atuantes no bloco, vide figura 5.11, tem-se:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} \quad (150)$$

Equiparando-se as expressões (149) e (150) defini-se a força de tração no tirante ou na armadura principal:

$$R_s = \frac{N}{9} \left(\frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right) \quad (151)$$

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

$$a_{p,equi} = \sqrt{a_p \cdot b_p} \therefore a_p = \sqrt{70 \cdot 60} = 64,81 \text{ cm} \quad (152)$$

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:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (153)$$

Substituindo os ângulos limites α na expressão (149), têm-se os extremos mínimo e máximo da altura útil d :

$$d_{\min} = 0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\min} = 0,58 \left(150 - \frac{64,81}{2} \right) = 68,21 \text{ cm} \quad (154)$$

$$d_{max} = 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{max} = 0,825 \left(150 - \frac{64,81}{2} \right) = 97,02 \text{ cm} \quad (155)$$

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

$$d' \geq \left\{ \frac{5}{5} a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \rightarrow d'_{adotado} = 11 \text{ cm} \right. \quad (156)$$

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

$$h_{max} = d_{máx} + d' = 97,02 + 11 = 108,02 \text{ cm} \rightarrow h_{adotada} = 105 \text{ cm} \quad (157)$$

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

$$h = d + d' \rightarrow d = 105 - 11 = 94 \text{ cm} \quad (158)$$

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

$$d_{mín} = 68,21 \text{ cm} < d = 94 \text{ cm} < d_{máx} = 97,02 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok!} \quad (159)$$

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

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (160)$$

$$94 \text{ cm} \geq 53 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

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

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p} = \frac{94}{150 \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot 64,81} \quad (161)$$

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

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

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (162)$$

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

$$105\text{cm} \geq 53,33\text{cm} \rightarrow OK$$

c) Tensão de compressão nas bielas de concreto

Através do polígono de forças da figura 5.11, é possível obter a seguinte expressão:

$$\text{sen } \alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_c} \quad (163)$$

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

$$R_c = \frac{N}{3 \text{ sen } \alpha} \quad (164)$$

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:

$$A_{bp} = \frac{1}{3} A_p \text{ sen } \alpha \quad (165)$$

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

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{R_c}{A_{bp}} \quad (166)$$

Ao se substituir em (166) as expressões (164) e (165), tem-se:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,pil} = \frac{5493,6 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{(64,81 \times 64,81) \times \text{sen}^2 54,46^\circ} = 28,21 \text{MPa} \quad (167)$$

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:

$$A_{be} = A_e \text{sen} \alpha \quad (168)$$

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

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{R_c}{A_{be}} \quad (169)$$

Substituindo em (169) as expressões (164) e (168), tem-se:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3A_e \text{sen}^2 \alpha} \therefore \sigma_{cd,b,est} = \frac{5493,6 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{3 \left(\frac{\pi 60^2}{4}\right) \text{sen}^2 54,46^\circ} = 13,97 \text{MPa} \quad (170)$$

d) Verificação das tensões limites

Segundo Bastos (2013), a tensão máxima segue os mesmos critérios estabelecidos pela expressão (133), apenas alterando o coeficiente $\eta = 1,75$, tornando-se:

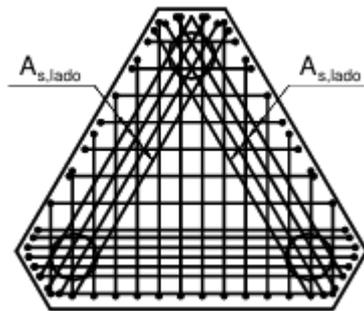
$$\sigma_{cd,b,est,lim} = \sigma_{cd,b,pil,lim} = 1,75 K_R f_{cd} = 1,75 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,5}{1,4} = 41,56 \text{MPa} \quad (171)$$

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

e) Armaduras

Para blocos sobre três estacas existem diferentes modos de posicionamento e detalhamento da armadura principal. Conforme expostas nos ensaios de Blévyot, 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 5.12). Esta abordagem detalhadamente neste artigo, por ser o tipo de armadura escolhida para o detalhamento dos blocos.

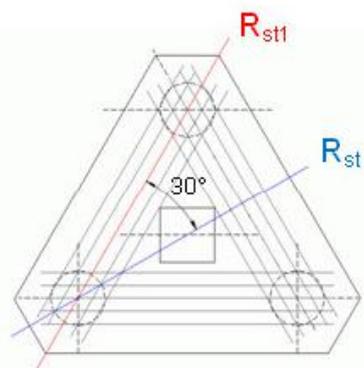
Figura 5.12: Armadura segundo os lados



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

Conforme pode ser notado na figura 5.13, 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 determinada na expressão 172.

Figura 5.13: 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 5.13, tem-se:

$$\frac{R_s}{\text{sen } 120^\circ} = \frac{R'_s}{\text{sen } 30^\circ} \rightarrow R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (172)$$

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:

$$A_{s,lado} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} \quad (173)$$

Substituindo em (173) a expressão (172), tem-se:

$$A_{s,lado} = \frac{\sqrt{3}N_d}{27df_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p) \quad (174)$$

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

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

$$A_{s,malha} = \frac{1}{5} A_{s,lado} \quad (175)$$

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

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

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{4,5 \cdot f_{yd}} = \frac{7844,86}{4,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 40,10 \text{cm}^2 \quad (176)$$

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

$$A_{s,susp.face} = \frac{A_{s,susp.tot}}{3} = \frac{40,10}{3} = 13,37cm^2 \quad (177)$$

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

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp.face} \rightarrow A_{s,malha} = 4,96cm^2 \leq A_{s,susp.face} = 13,37cm^2 \quad (178)$$

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

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:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,total} \quad (179)$$

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

$$A_{s,total} = 3A_{s,lado} \quad (180)$$

Substituindo em (179) a expressão (180), tem-se:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} 3A_{s,lado} \quad (181)$$

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

Para a armadura de pele de três blocos, têm-se as mesmas condições de espaçamento para blocos de duas estacas definidas na expressões (138) e (139). De mesmo modo, pode-se utilizar a tabela 5.2 para a adoção das barras de aço e espaçamentos efetivos. Com isso, tem-se o seguinte espaçamento efetivo para a armadura de pele:

$$S_{efet.} = \frac{d - e_{cobrimento}}{Qntd\ barras - 1} = \frac{94 - 3}{12 - 1} = 8,27cm \quad (182)$$

Verificando as condições máximas e mínimas de s:

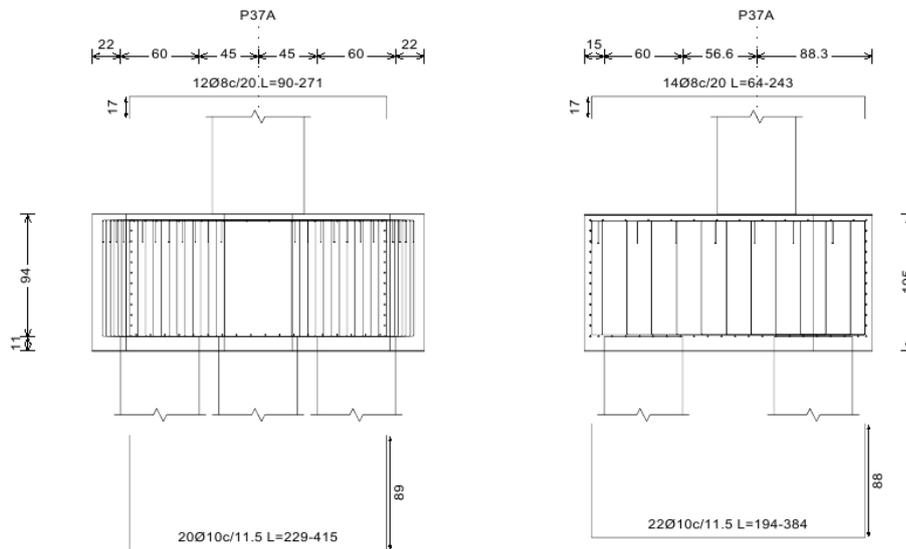
$$S_{min.} = 8cm \leq S_{efet.} = 8,27cm \leq S_{max.} = 20cm \rightarrow OK \quad (183)$$

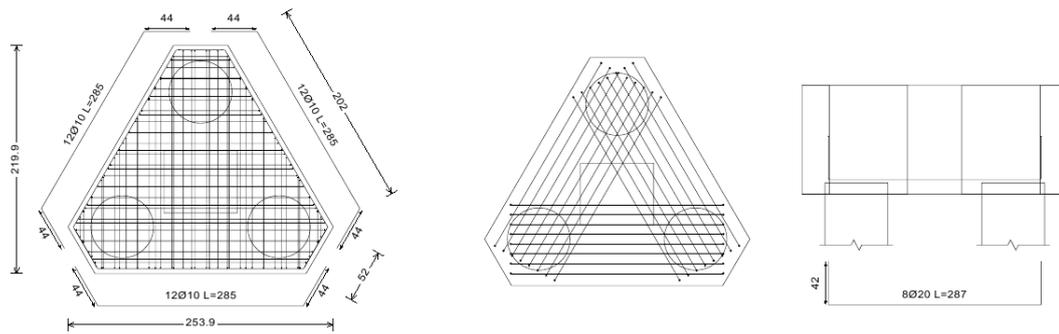
Conforme já exposto na expressão com o item (144), a armadura superior é dada por:

$$A_{s,sup} = \frac{1}{5} \cdot A_{s,lado} = \frac{1}{5} \cdot 24,81 = 4,96cm^2 \rightarrow 10 \text{ } \varnothing 8mm \text{ c}/20cm \quad (184)$$

f) Detalhamento final:

Figura 5.13: Detalhamento final





Fonte: autor (2016)

5.5.4 Blocos sobre quatro estacas

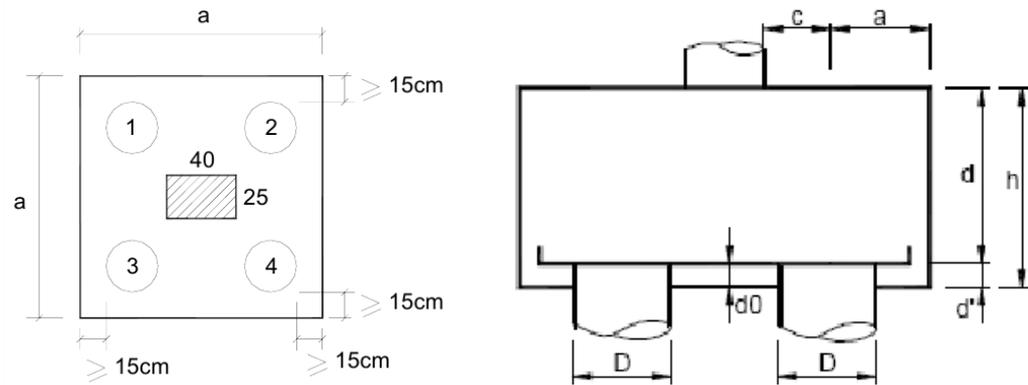
Para exemplificar o dimensionamento de blocos sobre quatro estacas, será dimensionado o bloco de coroamento sob o pilar P4A, cujos dados preliminares de projeto são:

- Seção do pilar = $70 \times 60 \text{ cm}$;
- Força normal característica do pilar $NK = 582 \text{ tf} = 5709,42 \text{ KN}$;
- Diâmetro da estaca $\varnothing_e = 60 \text{ cm}$;
- Capacidade nominal da estaca $R_e = 245 \text{ tf} = 2403,45 \text{ KN}$;
- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- Aço CA50
- Coeficientes de segurança $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$;
- Comprimento básico de ancoragem do arranque do pilar $l_{b,\varnothing,pil} = 53 \text{ cm}$.

a) Dimensionamento geométrico

De acordo com as dimensões mínimas e máximas recomendadas por Bastos (2013), são adotadas os seguintes valores para as dimensões em planta (Figura 5.14) e em corte (Figura 5.15) do bloco:

Figura 5.14: Dimensões em planta do bloco Figura 5.15: Dimensões em corte do bloco



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

Para a distância entre eixo de estacas cravadas:

$$e = 2,5 \times \phi_e \quad (185)$$

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

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

$$z \geq 15\text{cm} \rightarrow z_{\text{adotado}} = 15\text{cm} \quad (186)$$

Uma vez determinada a dimensão z pode-se determinar a dimensão L do bloco:

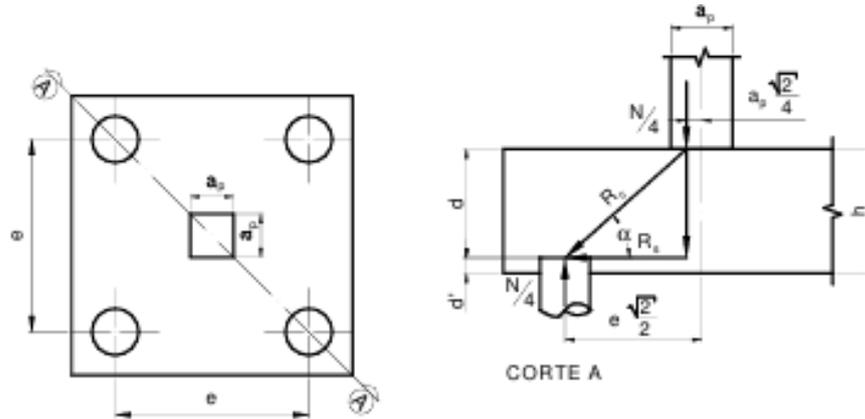
$$L = e + \phi_e + 2 \cdot z \quad (187)$$

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

b) Determinação da força de tração nas barras da armadura

No interior de um bloco sobre quatro estacas, há a atuação de forças atuantes sobre bielas comprimidas conforme demonstradas na figura 5.16. 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 .

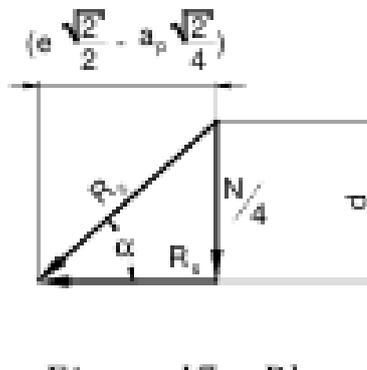
Figura 5.16: Bielas comprimidas



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

Da força aplicada pelo pilar sobre o bloco, neste, surge um polígono de forças atuantes conforme a figura 5.17:

Figura 5.17: Bielas comprimidas



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

O ângulo de inclinação da biela comprimida é expressa em função da tangente de α representado na figura 5.16 por :

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{4}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}} \quad (188)$$

Novamente através do polígono de forças atuantes no bloco, vide figura 5.16, tem-se:

$$\tan \alpha = \frac{\frac{N}{4}}{R_s} \quad (189)$$

Equiparando-se as expressões (188) e (189) defini-se a força de tração no tirante ou na armadura principal:

$$R_s = \frac{N\sqrt{2}}{9} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad (190)$$

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

$$a_{p,equi} = \sqrt{a_p \cdot b_p} = \sqrt{70 \cdot 60} = 64,81 \text{ cm} \quad (191)$$

c) 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:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55 \quad (192)$$

Substituindo os ângulos limites α na expressão (188), têm-se os extremos mínimo e máximo da altura útil d :

$$d_{\min} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\min} = 0,71 \left(150 - \frac{64,81}{2} \right) = 83,49 \text{ cm} \quad (193)$$

$$d_{\max} = \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \therefore d_{\max} = \left(150 - \frac{64,81}{2} \right) = 117,60 \text{ cm} \quad (194)$$

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

$$d' \geq \left\{ \frac{5}{5} a_{est} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 60 = 10,63 \text{ cm} \rightarrow d'_{adotado} = 11 \text{ cm} \right. \quad (195)$$

Através de $d_{máx}$ e d' pode-se determinar a máxima altura para o bloco permitida :

$$h_{max} = d_{máx} + d' = 117,60 + 11 = 128,6 \text{ cm} \rightarrow h_{adotada} = 125 \text{ cm} \quad (196)$$

Adotando a altura do bloco $h = 125 \text{ cm}$, a altura útil d resulta em:

$$h = d + d' \rightarrow d = 125 - 11 = 114 \text{ cm} \quad (198)$$

Verifica-se que a altura útil atende aos valores mínimo e máximo calculados:

$$d_{mín} = 83,49 \text{ cm} < d = 114 \text{ cm} < d_{máx} = 117,60 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok!} \quad (199)$$

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

$$d \geq l_{b,\phi,pil} \quad (200)$$

$$114 \text{ cm} \geq 53 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

Determinada a altura útil d , pode-se definir o ângulo de inclinação α da biela comprimida:

$$\tan \alpha = \frac{d}{e \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \cdot \frac{\sqrt{2}}{4}} \quad (201)$$

$$\tan \alpha = \frac{114}{150 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} - 64,81 \cdot \frac{\sqrt{2}}{4}}$$

$$\tan \alpha = 1,37 \rightarrow \alpha = 53,89^\circ < \alpha_{max} = 55^\circ \rightarrow \text{OK!} \quad (202)$$

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

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (203)$$

$$125 \geq \frac{(240\text{cm} - 60\text{cm})}{3}$$

$$125\text{cm} \geq 60\text{cm} \rightarrow OK$$

d) Tensão de compressão nas bielas de concreto

A tensão de compressão nas bielas junto ao pilar é definida pela mesma expressão (167), inclusive para N_d o que implica:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{5709,42 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{(64,81 \times 64,81) \times \text{sen}^2 53,89^\circ} = 29,74\text{MPa} \quad (204)$$

Quanto à tensão junto à estaca fica definida por:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4Ae \text{sen}^2 \alpha} \therefore \frac{5709,42 \cdot 1,4 \cdot 1,02}{4 \left(\frac{\pi 60^2}{4}\right) \text{sen}^2 53,89^\circ} = 11,05\text{MPa} \quad (205)$$

e) Verificação das tensões limites

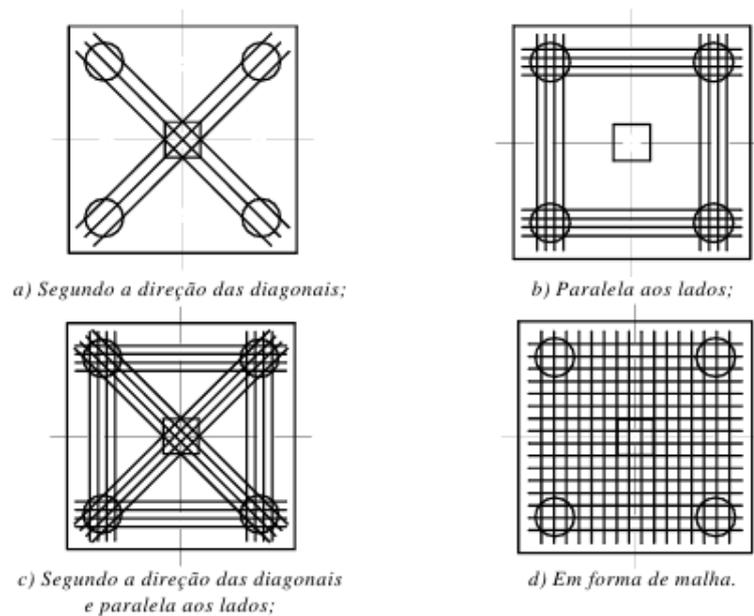
Segundo Bastos (2013), a tensão máxima segue os mesmos critérios estabelecidos pela expressão (133), utilizando o coeficiente $\eta = 2,1$, tornando-se:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,b,est,lim} &= \sigma_{cd,b,pil,lim} = 2,1K_R f_{cd} & (206) \\ \therefore \sigma_{cd,b,lim} &= 2,1 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,5}{1,4} = 49,88\text{MPa} > \sigma_{cd,b,pil} = 29,74\text{MPa} > \sigma_{cd,b,est} \\ &= 11,05\text{MPa} \rightarrow OK! \end{aligned}$$

d) Armadura principal

Para blocos sobre quatro estacas existem diferentes arranjos de armaduras conforme demonstrada na figura 5.18. O modelo de armadura paralela aos lados em conjunto com a de malha será abordada mais detalhadamente neste artigo, por ser o tipo de armadura escolhida para o detalhamento dos blocos.

Figura 5.18: Arranjos de armaduras para blocos de quatro estaca



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

De acordo com Bastos (2013), a armadura paralela à cada lado é estabelecida pela expressão por:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16df_{yd}}(2e - a_p) \quad (207)$$

Considerando o peso próprio do bloco (δ_{pp}), com $\gamma_{concreto} = 25KN/m^3$:

$$(\delta_{pp}) = 25 \cdot (2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,25) = 180KN \quad (208)$$

$$\therefore A_{s,lado} = \frac{N_d}{16 \cdot d \cdot f_{yd}} (2 \cdot e - a_p) = \frac{(8153,05 + 180)}{16 \cdot 114 \cdot \frac{50}{1,15}} (2 \cdot 150 - 64,81)$$

$$= 24,71 \text{ cm}^2 \quad (209)$$

→ (8 Ø 20 mm = 25,14 cm²) sobre as estacas

Ainda segundo o autor, a armadura em malha, em cada direção, pode ser obtida por:

$$A_{s,malha} = 0,25 \cdot A_{s,lado} = 0,25 \cdot 24,71 = 6,18 \text{ cm}^2 \quad (210)$$

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

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp./face} \quad (211)$$

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

$$A_{s,susp.tot} = \frac{N_d}{6 \cdot f_{yd}} = \frac{(8153,05 + 180)}{6 \cdot \frac{50}{1,15}} = 31,94 \text{ cm}^2 \quad (212)$$

Para de suspensão por face do bloco é:

$$A_{s,susp.face} = \frac{A_{s,susp.tot}}{4} = \frac{31,94}{4} = 7,99 \text{ cm}^2 \quad (213)$$

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

$$A_{s,malha} \geq A_{s,susp.face} \rightarrow A_{s,malha} = 6,18 \text{ cm}^2 \leq A_{s,susp.face} = 7,99 \text{ cm}^2 \quad (214)$$

portanto, $A_{s,malha} = 7,99 \text{ cm}^2 \rightarrow (11 \text{ Ø } 10 \text{ mm } \frac{c}{20 \text{ cm}} = 8,64 \text{ cm}^2 \text{ para cada direção})$

e) 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. Sua área de aço por face pode ser calculada pela expressão (179), em que $A_{s,total}$ torna-se:

$$A_{s,total} = 4A_{s,lado} \quad (215)$$

Com relação aos espaçamentos das armaduras de pele para blocos de quatro estacas, utiliza-se os mesmos critérios estabelecidos para blocos de duas estacas definidas nas expressões (138) e (139). De mesmo modo, pode-se utilizar a tabela 5.2 para a adoção das barras de aço e os espaçamentos efetivos.

Tem-se, portanto, para a armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} \cdot 4 \cdot A_{s,lado} = \frac{1}{8} \cdot 4 \cdot 24,71 = 12,36cm^2/face \quad (216)$$

Espaçamento para armadura de pele:

$$S_{max.} \leq \begin{cases} d \\ 3 \\ 20cm \end{cases} = \frac{114}{3} = 38cm \rightarrow S_{max.} \leq 20cm \quad (217)$$

$$S_{min.} \geq 8cm \quad (218)$$

Admitindo $A_{sp,face}$ calculada e os valores máximos e mínimos para o espaçamento s estabelecidos tem-se:

$$A_{sp,face} = 12,36cm^2/face \rightarrow 11 \text{ } \emptyset \text{ } 12,5mm = 13,50cm^2 \quad (219)$$

S efetivo:

$$S_{efet.} = \frac{d - e_{cobrimento}}{Qntd \text{ barras} - 1} = \frac{114 - 3}{11 - 1} = 11,1cm \quad (220)$$

Verificando as condições máximas e mínimas de s :

$$S_{mín.} = 8cm \leq S_{efet.} = 11,10cm \leq S_{max.} = 20 cm \rightarrow OK \quad (221)$$

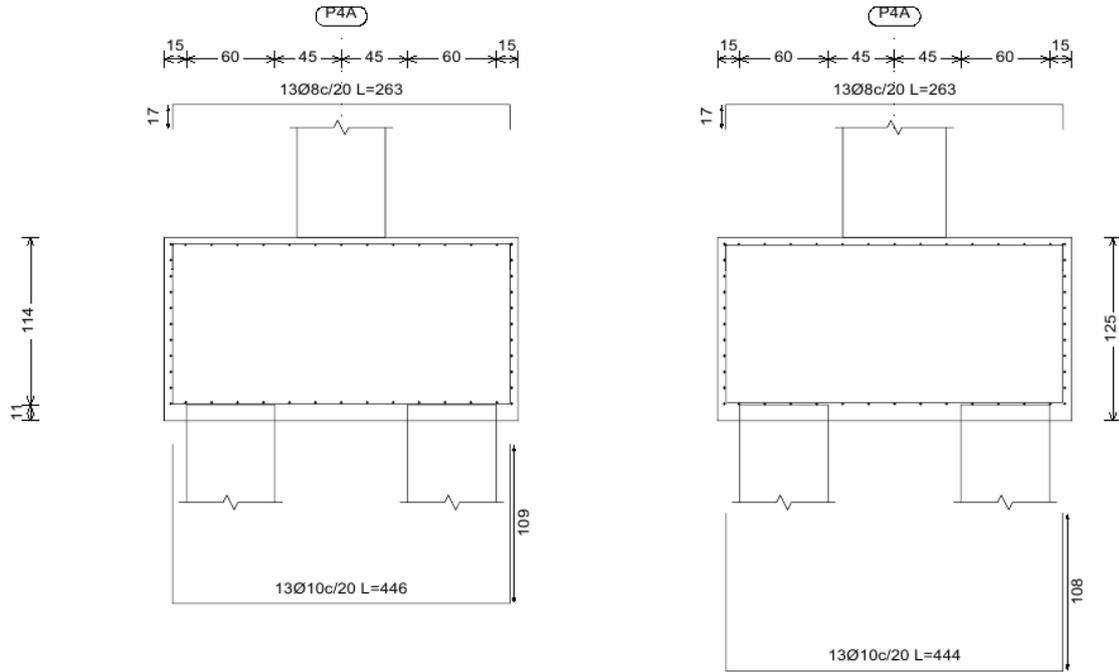
Para a armadura superior, tem-se:

$$A_{s,sup} = \frac{1}{5} \cdot A_{s,lado} = \frac{1}{5} \cdot 24,71 = 4,94cm^2$$

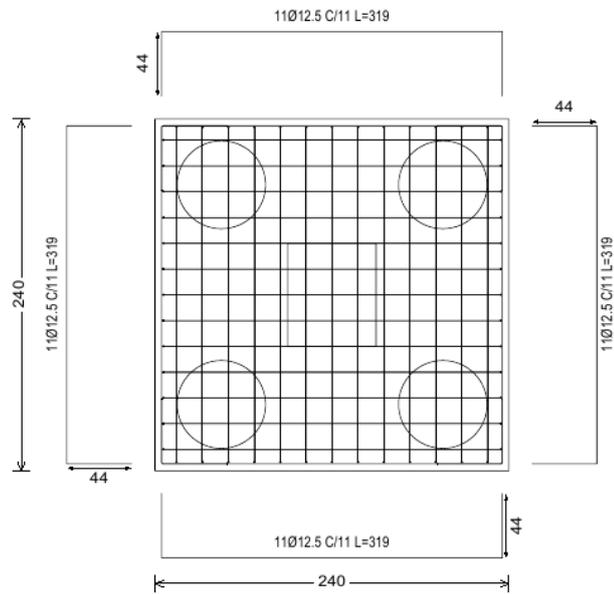
$\rightarrow 10 \text{ } \emptyset \text{ } 8mm \text{ } c/20cm \quad (215)$

f) Detalhamento Final:

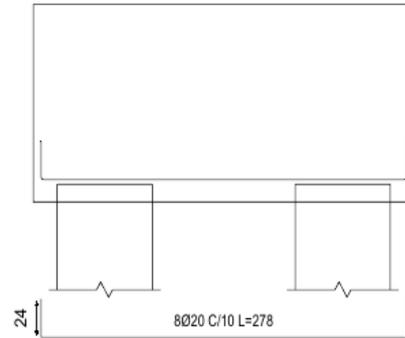
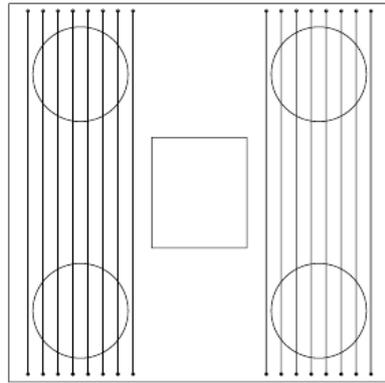
Figura 5.19: Detalhamento final.



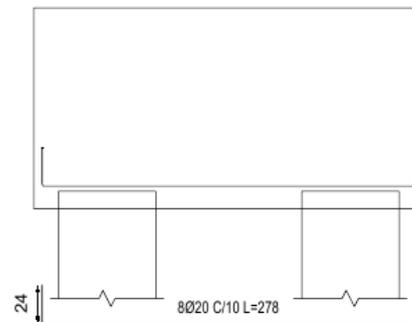
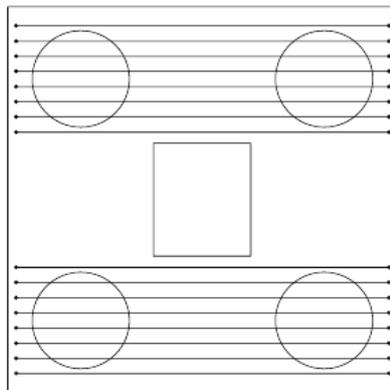
Estacas: HEXAGONAL 60



Viga paralela Y



Viga paralela X



Fonte: O Autor (2016)

Com auxílio do software Microsoft Excel foram feitas planilhas para o dimensionamento e cálculo das armaduras dos blocos. Em seguida, utilizando-se o software Cypecad, foi feito o lançamento dos blocos para a geração dos detalhamentos finais, que podem ser conferidos no novo projeto de fundação do APÊNDICE A e nos projetos de detalhamento dos blocos de coroamento dos APÊNDICE B e do ANEXO F.

Quanto aos projetos de detalhamento dos blocos de coroamento do projeto original de fundação, estes encontram-se nos ANEXOS E e no ANEXO F.

6 LEVANTAMENTOS DE QUANTITATIVOS

6.1 Levantamentos quantitativos de insumos e serviços

Tendo em vista a realização do comparativo de custo entre o projeto oficial e o novo projeto de fundação desenvolvido foi preciso realizar primeiramente o levantamento quantitativo de insumos e serviços utilizados para ambos os projetos, como apresentados na Tabela 6.1 e Tabela 6.2.

Tabela 0.1: Resumo quantitativo de serviços e insumos para estacas hélice contínua

Etapa	Elemento	Unidade	Total
Estaqueamento	Mobilização e desmobilização de perfuratriz	und	1
	Perfuração de estaca hélice contínua d=30cm	m	45
	Perfuração de estaca hélice contínua d=40cm	m	94
	Perfuração de estaca hélice contínua d=50cm	m	96
	Perfuração de estaca hélice contínua d=60cm	m	194
	Perfuração de estaca hélice contínua d=70cm	m	335
	Perfuração de estaca hélice contínua d=80cm	m	563
	Perfuração de estaca hélice contínua d=90cm	m	695
	Perfuração de estaca hélice contínua d=100cm	m	327
	Escavação estaca strauus d=32mm	m	150
	Retirada de terra excedente	m ³	1575,07
	Aço CA 50 6.3mm	kg	218,58
	Aço CA 50 8mm	kg	7370,43
	Aço CA 50 12,5mm	kg	1912
	Aço CA 50 16mm	kg	45260,80
	Roletes espaçadores	und	17562
	Concreto	m ³	1584,05
Blocos de coroamento	Escavação mecanizada	m ³	970,49
	Arrasamento de estacas	und	228
	Lastro de concreto magro e=5cm	m ³	17,34
	Fôrma de chapa compensada plastificada	m ²	1283,57
	Aço CA 50 6.3mm	kg	20,50
	Aço CA 50 10mm	kg	5115,6
	Aço CA 50 12.5mm	kg	12374,6
	Aço CA 50 20mm	kg	4788,5

	Aço CA 50 25mm	kg	2213,6
	Concreto	m ³	504,57

Fonte: o autor (2016).

Tabela 0.2: Resumo quantitativo de serviços e insumos para estacas pré-moldadas

Etapa	Elemento	Unidade	Total
Estaqueamento	Mobilização e desmobilização de bate estaca	und	1
	Cravação de estaca pré-moldada hexagonal vazada	m	5545
	Emenda de estaca por solda	und	289
Bloco de coroamento	Escavação mecanizada	m ³	737,58
	Arrasamento de estaca	und	301
	Lastro de concreto magro e=5cm	m ²	331,92
	Fôrma de chapa compensada plastificada	m ²	858,48
	Aço CA 50 8mm	kg	844,55
	Aço CA 50 10mm	kg	5173,64
	Aço CA 50 12.5mm	kg	5599,09
	Aço CA 50 16mm	kg	5465,45
	Aço CA 50 20mm	kg	5986,36
	Aço CA 50 25mm	kg	2735,45
	Concreto	m ³	328,68

Fonte: o autor (2016).

6.2 Levantamento de custos unitários

Após o levantamento quantitativo de serviços e insumos, foram realizadas as cotações de custos unitários para a posterior elaboração dos custos diretos envolvidos nas fundações através das composições de custos unitários. Estes custos unitários (tabela 6.3) foram coletados por pesquisas de mercado para a cidade de Pouso Alegre e através das tabelas do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices de Construção Civil (SINAPE), cujos preços são atualizados para outubro de 2016.

Tabela 0.3: Resumo de custos unitários colhidos no mercado

Elemento	Fonte	Unidade	Custo (R\$)
Mobilização e desmobilização de perfuratriz	CGL Fundações	und	25000
Perfuração de estaca hélice contínua d=30cm	CGL Fundações	m	30
Perfuração de estaca hélice contínua d=40cm	CGL Fundações	m	40
Perfuração de estaca hélice contínua d=50cm	CGL Fundações	m	50
Perfuração de estaca hélice contínua d=60cm	CGL Fundações	m	60

Perfuração de estaca hélice contínua d=70cm	CGL Fundações	m	70
Perfuração de estaca hélice contínua d=80cm	CGL Fundações	m	80
Perfuração de estaca hélice contínua d=90cm	CGL Fundações	m	90
Perfuração de estaca hélice contínua d=100cm	CGL Fundações	m	100
Aço CA 50 6.3mm cortado e dobrado posto em obra	Pouso Aço	kg	4,25
Aço CA 50 8mm cortado e dobrado posto em obra	Pouso Aço	kg	3,69
Aço CA 50 10mm cortado e dobrado posto em obra	Pouso Aço	kg	3,25
Aço CA 50 12.5mm cortado e dobrado posto em obra	Pouso Aço	kg	3,17
Aço CA 50 16mm cortado e dobrado posto em obra	Pouso Aço	kg	3,17
Aço CA 50 20mm cortado e dobrado posto em obra	Pouso Aço	kg	3,6
Aço CA 50 25mm cortado e dobrado posto em obra	Pouso Aço	kg	3,49
Concreto usinado bombeável, classe C20	Itamix	m ³	245
Concreto usinado bombeável, classe C25	Itamix	m ³	255
Concreto usinado bombeável, classe C35	Itamix	m ³	265
Serviço de bombeamento	Itamix	m ³	20
Estaca pré-moldada posto em obra e cravada	Sotef	m	250
Solda em cabeça de estaca	Sotef	und	60
Mobilização e desmobilização	Sotef	und	7000

Fonte: o autor (2016).

Para o custo da homem-hora da mão de obra, foram utilizados os valores de salários-base determinados para a cidade de Pouso Alegre, fixados na convenção coletiva de trabalho 2016/2018 referendados pelo Sintracom Sul Minas (Sindicato Intermunicipal dos Trabalhadores nas Indústrias da Construção e do Mobiliário do Sul de Minas) e pela Sinduscon (Sindicato Intermunicipal das Industrias da Construção e do Mobiliário do Sul de Minas). A estes valores foram acrescidos os valores de encargos sociais e trabalhistas, posteriormente divididos pelo número de horas trabalhadas ao mês, resultando assim nos seguintes valores:

Tabela 0.4: Custo homem-hora

Mão de obra	Unidade	Custo (R\$)
Qualificada (Oficial)	h	20,73
Não qualificada (Ajudante)	h	13,80

Fonte: o autor (2016).

7 ANÁLISE DE CUSTO

Para fins orçamentários, foram avaliados neste trabalho apenas os custos diretos envolvidos na execução da infraestrutura de ambos os projetos. Este custos envolvem os materiais, mão de obra e equipamentos, sendo processados através das composições de custos unitários (CPU's).

As composições de cada serviço foram baseadas na Tabela de Composições de Custo Unitários (TCPO) e nas tabelas do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices de Construção Civil (SINAPE) de Belo Horizonte/MG, do mês de outubro de 2016. Após a realização destes levantamentos de dados foram montadas as planilhas orçamentárias com auxílio do programa computacional Microsoft Excel.

Nas Tabelas 7.1 e 7.2 são apresentados os custos para implantação de cada projeto em função das quantidades de serviços e custos unitários obtidos nas composições.

Tabela 7.1: Planilha de custos – Projeto de Fundação em Hélice Contínua.

Discriminação	Und.	Quantidade	Cust. Unit.	Cust. Total
Estaqueamento				926.620,91
Mobilização e desmobilização de perfuratriz	und	1,00	25000,00	25.000,00
Perfuração de estaca hélice contínua d=30cm	m	45,00	32,36	1.456,20
Perfuração de estaca hélice contínua d=40cm	m	94,00	42,36	3.981,84
Perfuração de estaca hélice contínua d=50cm	m	96,00	52,36	5.026,56
Perfuração de estaca hélice contínua d=60cm	m	194,00	62,36	12.097,84
Perfuração de estaca hélice contínua d=70cm	m	335,00	72,36	24.240,06
Perfuração de estaca hélice contínua d=80cm	m	563,00	82,36	46.368,68
Perfuração de estaca hélice contínua d=90cm	m	695,00	92,36	64.190,20
Perfuração de estaca hélice contínua d=100cm	m	327,00	102,36	33.471,72
Escavação mecânica de estaca strauss – D = 32 cm	m	150,00	34,88	5.232,00
Carga mecanizada e remoção de terra, inclusive transporte até 1 km	m ³	1.575,07	13,92	21.924,97
Armação de estaca com aço CA 50 6.3mm	kg	218,58	3,23	706,01
Armação de estaca com aço CA 50 8mm	kg	7.370,43	6,15	45.328,14
Armação de estaca com aço CA 50 12.5mm	kg	1.912,00	4,59	8.776,08
Armação de estaca com aço CA 50 16mm	kg	45.260,80	4,19	189.642,75
Concreto usinado bombeável classe C 20	m ³	1.584,05	277,25	439.177,86
Blocos de coroamento				391.030,60
Escavação mecanizada de valas	m ³	970,49	3,03	2.940,58
Arrasamento de estacas	und	228,00	39,67	9.044,76

Concreto magro e=5cm	m ³	17,34	222,43	3.856,94
Forma de chapa compensada 12mm, montagem e desmontagem	m ²	1.283,57	61,43	78.849,71
Armação de blocos usando aço CA 50 6.3mm	kg	20,50	3,23	66,22
Armação de blocos usando aço CA 50 10mm	kg	5.115,60	5,13	26.243,03
Armação de blocos usando aço CA 50 12.5mm	kg	12.374,60	4,59	56.799,41
Armação de blocos usando aço CA 50 20mm	kg	4.788,50	4,33	20.734,21
Armação de blocos usando aço CA 50 25mm	kg	2.213,60	3,99	8.832,26
Concreto usinado bambeável classe C 25	m ³	504,57	287,75	145.190,02
Adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m ³	504,57	76,25	38.473,46
Custo Total (R\$)				1.317.651,51

Fonte: o autor (2016).

Tabela 7.2: Planilha de custos – Projeto de Fundação Pré-moldada.

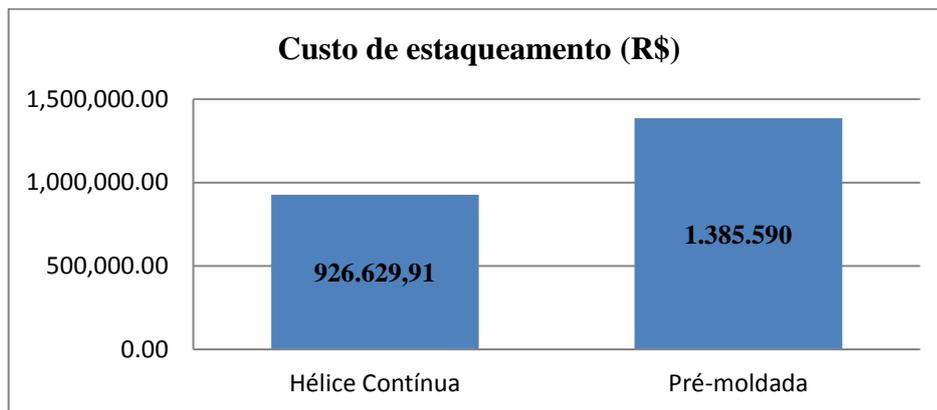
Discriminação	Und.	Quantidade	Cust. Unit.	Cust. Total
Estaqueamento				1.385.590,00
Mobilização e desmobilização do bate estaca	und	1,00	7000,00	7000,00
Estaca Hexagonal cravada	m	5445,00	250,00	1.361.250,00
Emenda em solda para estaca pré-moldada	und	289,00	60,00	17.340,00
Blocos de coroamento				310.865,78
Escavação mecazizada de valas	m ³	737,58	3,03	2.234,87
Arrasamento de estacas	und	301,00	39,67	11.940,67
Concreto magro e=5cm	m ³	16,60	222,43	3.692,34
Forma de chapa compensada 12mm, montagem e desmontagem	m ²	858,49	61,43	52.737,04
Armação de blocos usando aço CA 50 8mm	kg	844,55	6,15	5.193,98
Armação de blocos usando aço CA 50 10mm	kg	5173,64	5,13	26.540,77
Armação de blocos usando aço CA 50 12.5mm	kg	5599,09	4,59	25.699,82
Armação de blocos usando aço CA 50 16mm	kg	5465,45	4,19	22.900,24
Armação de blocos usando aço CA 50 20mm	kg	5986,36	4,33	25.920,94
Armação de blocos usando aço CA 50 25mm	kg	2735,45	3,99	10.914,45
Concreto usinado bambeável classe C 35	m ³	328,68	298,25	98.028,81
Adensamento e acabamento do concreto em fundação.	m ³	328,68	76,25	25.061,85
Custo Total (R\$)				1.696.455,78

Fonte: o autor (2016).

7.1 Análise de Resultados

Alguns serviços merecem destaque por causarem um maior impacto no custo final das fundações. Este fato pode ser exemplificado pelo gráfico a baixo, que diz respeito aos custos de execução de estaqueamento.

Figura 0.1: Comparativo de custo para o serviço de estaqueamento



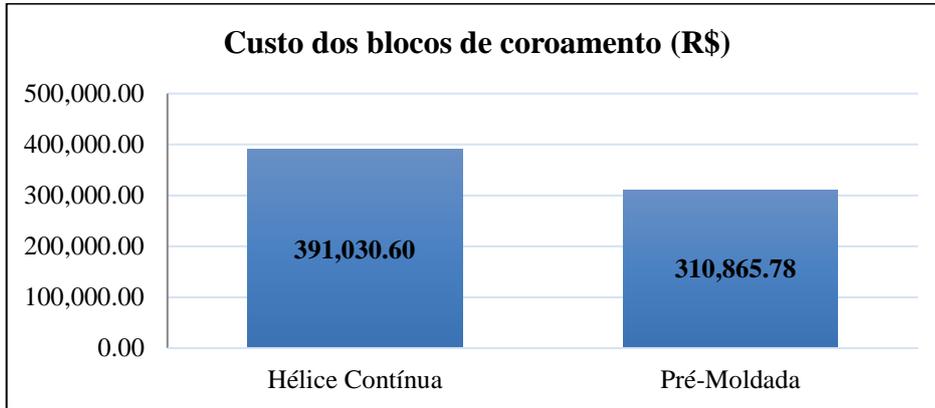
Fonte: o autor (2016).

Como demonstrado no gráfico da figura 7.1, o custo da execução em estaca pré-moldada de concreto armada ficou 49,53% mais elevado, obtendo uma diferença de R\$ 458.960,09 quando comparada à solução em hélice contínua. Esta diferença se deve basicamente ao custo da estaca pré-moldada.

Embora executada com menos quantidades de serviços e com profundidades menores que a da estaca hélice contínua, para este projeto houve a necessidade de um número maior de estacas pré-moldadas devido a menor capacidade de carga lateral da estaca quando comparada com a da hélice contínua. Isto proporcionou um número de 590 estacas pré-moldadas contra 228 estacas hélice contínua. Para aquele tipo de estaca o custo de cravação por metro é de R\$ 250,00, uma diferença de R\$ 147,00 para o custo por metro de perfuração da estaca hélice contínua de 100m, a mais cara realizada no projeto original.

Quanto aos custos dos blocos de coroamento tem-se os seguintes valores ilustrados na figura 7.2:

Figura 0.2: Comparativo de custos para execução dos blocos de coroamento

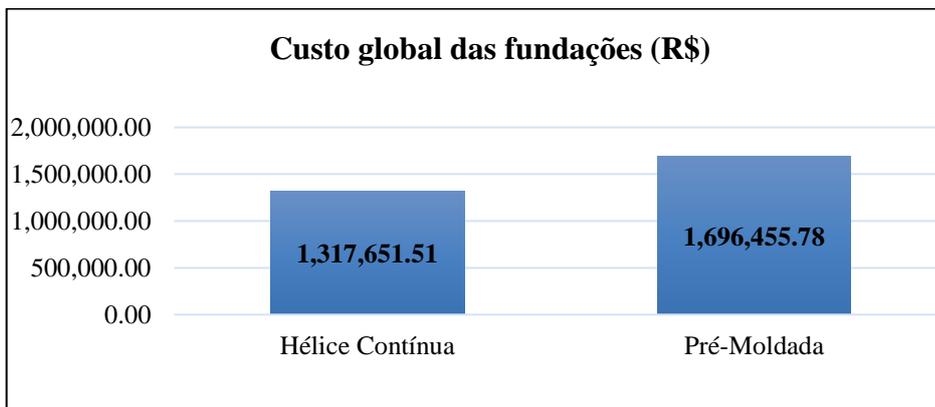


Fonte: o autor (2016).

Como pode ser notado, os blocos de coroamento executados sobre a fundação em hélice contínua obtiveram custo maior na ordem de 25,79%, isto é, uma diferença de custo de R\$ 80.164,82 se quando comparada à outra solução de fundação. Esta diferença de custo se dá na maiores dimensões dos blocos em hélice contínua, o que demanda maiores consumos de concreto, formas, e movimentação de terra. Este fato é confirmado ao se comparar os custos de aço, obtendo uma diferença foi mínima R\$ 117.170,2 para estacas pré-moldadas e 112.675,13 para a solução em hélice contínua.

Quanto ao custo global das fundações:

Figura 0.3: Comparativo de custo global das fundações



Fonte: o autor (2016).

Observando os custos finais dos dois projetos, pode-se perceber que o projeto de fundação proposto em estaca pré-moldada de concreto armado apresentou um aumento de

custo da ordem de 22,33% (R\$ 378.804,27) em relação ao projeto original executado em estacas do tipo hélice contínua.

6 CONCLUSÃO

No presente trabalho pôde-se constatar a acertada decisão do projetista de fundações da obra em estudo, por optar pela estaca hélice contínua. Sua economia em termos de custo foi de 22,33% em relação a se tivesse trabalhado com a estaca pré-moldada. Esta discrepância de preço se deve à grande quantidade de estacas pré-moldadas necessárias - 590 unidades - frente ao seu elevado custo por metro de cravação.

Cabe, além disso, mencionar o impacto das características do solo no custo final da fundação. Para solos com N_{SPT} baixos nas primeiras camadas de 10m e com alto valor de carga de pilares, como é o caso aqui estudado, ocorre a necessidade de alcançar profundidades maiores com a estaca pré-moldada para atingir valores de resistência de ponta significativos. Isto implica um consumo maior de estaca, tornando a fundação onerosa.

A estaca pré-moldada pode ser benéfica com o seu uso em solos de N_{SPT} maiores nas primeiras camadas, sendo necessário um número menor de estacas. Neste caso, o número de estacas pré-moldadas se equivaleria ao número de estacas hélices contínua de mesmo diâmetro, tendo esta última a desvantagem de ter um processo executivo com maior número de serviços, tornando-a mais dispendiosa.

Pode-se perceber, portanto, a importância de se elaborar projetos de maneira criteriosa e adaptados ao local da obra, considerando-se as suas características tais como solo, vizinhança, relevo, etc. Este procedimento crítico-analítico garante um projeto seguro e econômico como pôde ser notado neste trabalho.

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

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.

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:EdUFSCAR, 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.

GONZÁLEZ, Marco Aurélio Stumpf. **Noções de Orçamento e Planejamento de Obras**. São Leopoldo, RS: UNISINOS, 2007. Disponível em:

<<http://www.engenhariaconcursos.com.br/arquivos/Planejamento/Nocoesdaorcamntoeplanejamentodeobras.pdf>>. Acesso em: 05/06/2014

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

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

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 SP22

CLIENTE: RESIDENCIAL PUCCINI			CONTR.: 33-11			INICIO: 14/2/2011				
OBRA: Rua Antônio Sarkis 179-Bairro Medicina			RELAT.: 1			TÉRMINO: 26/9/2010				
LOCAL: Pouso Alegre-MG			COTA: 5,28			Gráfico S.P.T.				
Prof. ML	Cota em Relação ao R.N	Nível da Água	Prof. ML	Classificação do Material	Amostra				Ensaio Penetrométrico Gloopes 15 cm	
(01)	2,38	N.A	2,90	Silte argiloso cor: vermelho consistência :mole		-	2	2	4	
(02)						-	2	2	4	
(03)						-	2	2	4	
(04)						-	2	2	4	
(05)	0,18 -0,72	5,10	5,10 6,00	Silte argiloso c/ argila cor: vermelho variegado consistência:mole		-	2	2	4	
(06)						-	2	2	4	
(07)	-4,62	9,90	9,90	Silte argiloso e arenoso cor:ocre escuro consistência:média a rija		3	4	4	8	
(08)						3	4	5	9	
(09)						4	5	6	11	
(10)						4	6	10	16	
(11)						7	8	10	18	
(12)	-8,72	14,00	14,00	Silte argiloso e arenoso cor:vermelho variegado consistência:dura		6	9	11	20	
(13)						8	9	11	20	
(14)						7	9	12	21	
(15)						7	11	11	22	
(16)	-14,62	19,90	19,90	Silte argiloso c/ grão quartz cor:vermelho escuro c/marrom variegado consistência:dura		7	9	12	21	
(17)						8	12	12	24	
(18)						8	11	12	23	
(19)						8	12	13	25	
(20)						9	13	15	28	
(21)	-17,62	22,90	22,90	Silte argiloso c/ argila cor:marrom c/ ocre e vermelho variegado consistência:dura		9	12	15	27	
(22)						12	14	15	29	
(23)						12	16	17	33	
(24)						13	16	19	35	
(25)	-17,62	22,90	22,90	Silte argiloso e arenoso cor:ocre c/ preto variegado consistência:dura		12	18	25	43	
(26)						13	20	26	46	
(26)						14	21	26	47	

Avanço a trado	0,00m a 4,20m	Lavagem por Tempo de 30 min	Nível d'água		Desenho	Folha
Avanço por lavagem	4,20m a 30,45m		Inicial	Final		
Prof do revestimento:	14 00m	Tempo	de	Para		

ANEXO B: Planta de fundação original com as locações dos furos SPT

ANEXO C: Planta arquitetônica de corte do edifício

ANEXO D: Plantas de locação dos pilares com cargas

ANEXO E: Detalhamento de blocos de coroamento do projeto original de fundação

ANEXO F: Projetos arquitetônicos e de fundação de ambos os projetos, novo e original.

APÊNDICE A: Novo projeto de fundação

APÊNDICE B: Detalhamento de blocos de coroamento do novo projeto de fundação

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

Tabela 2 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP12

<i>Sondagem SP12</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Aoki-Velloso</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Décourt-Q.</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Média</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}/P_{adm}</i> <i>(kN)</i>	<i>Nº Estacas</i> <i>Bloco</i>
P29C	18	1066,92	1835,05	1450,98	2472,12	1,70	2
P29C	18	1066,92	1835,05	1450,98	2776,23	1,91	2
P30C	18	1066,92	1835,05	1450,98	4767,66	3,28	4
P34C	18	1066,92	1835,05	1450,98	1814,85	1,25	2
P35C	18	1066,92	1835,05	1450,98	1442,07	0,99	1
P13C	18	1066,92	1835,05	1450,98	1236,06	0,85	1
P14C	18	1066,92	1835,05	1450,98	882,9	0,60	1
P18C	18	1066,92	1835,05	1450,98	1294,92	0,89	1
P19C	18	1066,92	1835,05	1450,98	1030,05	0,70	1
P22C	18	1066,92	1835,05	1450,98	2001,24	1,37	2
P23C	18	1066,92	1835,05	1450,98	1559,79	1,07	2
PS26C	10	380,74	813,53	597,13	529,74	0,88	1
PS27C	18	1066,92	1835,05	1450,98	961,38	0,66	1
PS28C	18	1066,92	1835,05	1450,98	686,7	0,47	1
PS28C	10	380,74	813,53	597,13	294,3	0,49	1

Tabela 3 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP13

<i>Sondagem SP13</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Aoki-Velloso</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Décourt-Q.</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Média</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}/P_{adm}</i> <i>(kN)</i>	<i>Nº Estacas</i> <i>Bloco</i>
P1C	18	1020,91	1725,17	1373,04	1471,5	1,07	2
P2C	18	1020,91	1725,17	1373,04	2217,06	1,61	2
P3C	18	1020,91	1725,17	1373,04	4139,82	3,01	3
P6C	18	1020,91	1725,17	1373,04	3041,1	2,21	3
P7C	18	1020,91	1725,17	1373,04	4738,23	3,45	4
P8C	18	1020,91	1725,17	1373,04	4728,42	3,44	4
P11C	18	1020,91	1725,17	1373,04	2236,68	1,62	2
P12C	18	1020,91	1725,17	1373,04	2491,74	1,81	2
P13C	18	1020,91	1725,17	1373,04	3364,83	2,45	3
P16C	18	1020,91	1725,17	1373,04	1863,9	1,35	2

Tabela 03 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP14

<i>Sondagem SP14</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	P_{adm} <i>Aoki-Velloso</i> (kN)	P_{adm} <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_{adm} <i>Média</i> (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar}/P_{adm} (kN)	$\frac{N^{\circ} Estacas}{Bloco}$
P4C	20	2246,06	1937,1	2091,58	2217,06	1,05	2
P5C	20	2246,06	1937,1	2091,58	1236,06	0,59	1
P9C	20	2246,06	1937,1	2091,58	4738,23	2,26	3
P10C	20	2246,06	1937,1	2091,58	2334,78	1,11	2
PS4C	10	402,86	691,71	547,28	196,20	0,35	1
P14C	20	2246,06	1937,1	2091,58	2462,31	1,17	2
P15C	20	2246,06	1937,1	2091,58	1795,23	0,85	1
PS6C	10	402,86	691,71	547,285	392,40	0,71	1
P17C	20	2246,06	1937,1	2091,58	1500,93	0,71	1
P18C	20	2246,06	1937,1	2091,58	1883,52	0,90	1
P19C	20	2246,06	1937,1	2091,58	1177,20	0,56	1
PS7C	10	402,86	691,71	547,285	196,20	0,35	1

Tabela 04 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP15

<i>Sondagem SP15</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	P_{adm} <i>Aoki-Velloso</i> (kN)	P_{adm} <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_{adm} <i>Média</i> (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar}/P_{adm} (kN)	$\frac{N^{\circ} Estacas}{Bloco}$
P20C	18	1104,33	1699,88	1402,10	1863,90	1,32	2
P21C	18	1104,33	1699,88	1402,10	1500,93	1,07	2
P22C	18	1104,33	1699,88	1402,10	1912,95	1,36	2
P23C	18	1104,33	1699,88	1402,10	1177,20	0,83	1
P25C	18	1104,33	1699,88	1402,10	2491,74	1,77	2
P26C	18	1104,33	1699,88	1402,10	3364,83	2,39	3
P27C	18	1104,33	1699,88	1402,10	2462,31	1,75	2

Tabela 4 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP21

<i>Sondagem SP21</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	P_{adm} <i>Aoki-Velloso</i> (kN)	P_{adm} <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_{adm} <i>Média</i> (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar}/P_{adm} (kN)	$\frac{N^{\circ} Estacas}{Bloco}$
P21B	20	1139,12	1960,54	1549,83	1569,6	1,01	1
P22B	20	1139,12	1960,54	1549,83	1569,6	1,01	1
P23B	20	1139,12	1960,54	1549,83	1196,82	0,77	1
P27B	20	1139,12	1960,54	1549,83	2727,18	1,75	2
P28B/ PS12C	20	1139,12	1960,54	1549,83	2158,2	1,39	2
P32B	20	1139,12	1960,54	1549,83	4708,8	3,03	3
P33B/ PS17C	20	1139,12	1960,54	1549,83	2707,56	1,74	2
P37B	20	1139,12	1960,54	1549,83	2913,57	1,87	2
P38B/ PS21C	20	1139,12	1960,54	1549,83	3021,48	1,94	2
PS24B	20	1139,12	1960,54	1549,83	1059,48	0,68	1
PS25B PS25C	20	1139,12	1960,54	1549,83	1079,1	0,69	1

Tabela 06 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP22

<i>Sondagem SP22</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	P_{adm} <i>Aoki-Velloso</i> (kN)	P_{adm} <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_{adm} <i>Média</i> (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar}/P_{adm} (kN)	$\frac{N^{\circ} Estacas}{Bloco}$
P20B	20	1064,89	1842,19	1453,54	1687,32	1,16	2
P24B	20	1064,89	1842,19	1453,54	2374,02	1,63	2
P25B	20	1064,89	1842,19	1453,54	2570,22	1,76	2
P26B	20	1064,89	1842,19	1453,54	3531,6	2,42	3
P29B	20	1064,89	1842,19	1453,54	2599,65	1,78	2
P30B	20	1064,89	1842,19	1453,54	4708,8	3,23	4
P31B	20	1064,89	1842,19	1453,54	4071,15	2,80	3
P34B	20	1064,89	1842,19	1453,54	2550,6	1,75	2
P35B	20	1064,89	1842,19	1453,54	2550,6	1,75	2
P36B	20	1064,89	1842,19	1453,54	5297,4	3,64	4
PS21B	20	1064,89	1842,19	1453,54	882,9	0,60	1
PS22B	20	1064,89	1842,19	1453,54	882,9	0,60	1
PS23B	20	1064,89	1842,19	1453,54	882,9	0,60	1

:Tabela 5 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP23

Sondagem SP23							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Aoki-Velloso</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Décourt-Q.</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Média</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar} / P_{adm}</i> <i>(kN)</i>	<i>Nº Estacas</i> <i>Bloco</i>
PS3B	10	403,12	694,89	549,00	392,4	0,71	1
PS4B	10	403,12	694,89	549,00	392,4	0,71	1
PS5B	10	403,12	694,89	549,00	490,5	0,89	1
PS9B	20	1189,95	1887,82	1538,88	1373,4	0,89	1
PS10B	20	1189,95	1887,82	1538,88	1079,1	0,70	1
PS11B	20	1189,95	1887,82	1538,88	1275,3	0,82	1
P1B	20	1189,95	1887,82	1538,88	1883,52	1,22	2
P2B	20	1189,95	1887,82	1538,88	2452,5	1,59	2
P3B	20	1189,95	1887,82	1538,88	4806,9	3,12	4
P6B	20	1189,95	1887,82	1538,88	2599,65	1,68	2
P7B	20	1189,95	1887,82	1538,88	4708,8	3,05	4
P8B	20	1189,95	1887,82	1538,88	3727,8	2,42	3
P11B	20	1189,95	1887,82	1538,88	2354,4	1,52	2
P12B	20	1189,95	1887,82	1538,88	2570,22	1,67	2

Tabela 6 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP24

Sondagem SP24							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Aoki-Velloso</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Décourt-Q.</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Média</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar} / P_{adm}</i> <i>(kN)</i>	<i>Nº Estacas</i> <i>Bloco</i>
P4B	20	1409,16	1952,08	1680,62	2501,55	1,48	2
P5B/	20	1409,16	1952,08	1680,62	1667,7	0,99	1
PS5C							
P9B	20	1409,16	1952,08	1680,62	4708,8	2,80	3
P10B	20	1409,16	1952,08	1680,62	2530,98	1,50	2
PS6B	10	459,85	720,76	590,305	470,88	0,79	1
PS7B/	20	1409,16	1952,08	1680,62	686,7	0,40	1
PS1C							
PS2C	10	459,85	720,76	590,305	196,2	0,33	1
PS12B	20	1409,16	1952,08	1680,62	1079,1	0,64	1
PS13B/	20	1409,16	1952,08	1680,62	1353,78	0,80	1
PS3C							

Tabela 7 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP25

<i>Sondagem SP25</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Aoki-Velloso</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Décourt-Q.</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Média</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar} / P_{adm}</i> <i>(kN)</i>	<i>Nº Estacas</i> <i>Bloco</i>
P13B	20	1187,96	1904,09	1546,02	3531,6	2,28	3
P14B	20	1187,96	1904,09	1546,02	2727,18	1,76	2
P15B/ PS10C	20	1187,96	1904,09	1546,02	2079,72	1,34	2
P16B	20	1187,96	1904,09	1546,02	1687,32	1,09	2
P17B	20	1187,96	1904,09	1546,02	1569,6	1,01	1
P18B	20	1187,96	1904,09	1546,02	1569,6	1,01	1
P19B	20	1187,96	1904,09	1546,02	1196,82	0,77	1

Tabela 10 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP31

<i>Sondagem SP31</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Aoki-Velloso</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Décourt-Q.</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Média</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar} / P_{adm}</i> <i>(kN)</i>	<i>Nº Estacas</i> <i>Bloco</i>
P33A	18	1397,45	2144,46	1770,96	4512,60	2,55	3
P22A	18	1397,45	2144,46	1770,96	1677,51	0,95	1
P23A	18	1397,45	2144,46	1770,96	1216,44	0,69	1
P24A	18	1397,45	2144,46	1770,96	961,38	0,54	1
P28A	18	1397,45	2144,46	1770,96	3825,90	2,16	3
P29A/ PS16B	18	1397,45	2144,46	1770,96	2305,35	1,30	2
P34A PS17B	18	1397,45	2144,46	1770,96	3119,58	1,36	2
P38A	18	1397,45	2144,46	1770,96	3904,38	2,20	3
P39A PS18B/	18	1397,45	2144,46	1770,96	2570,22	1,45	2
PS8A	18	1397,45	2144,46	1770,96	1334,16	0,75	1
PS9A	18	1397,45	2144,46	1770,96	1530,36	0,86	1
PS10A PS19B	18	1397,45	2144,46	1770,96	1569,60	0,89	1
PS13A	10	570,85	902,12	736,49	706,32	0,96	1
PS14A	10	570,85	902,12	736,49	765,18	1,04	1
PS15A PS20B	10	570,85	902,12	736,49	490,50	0,67	1

Tabela 8 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP32

<i>Sondagem SP32</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	P_{adm} <i>Aoki-Velloso</i> (kN)	P_{adm} <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_{adm} <i>Média</i> (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar} / P_{adm} (kN)	$\frac{N^{\circ} \text{ Estacas}}{\text{Bloco}}$
P37A	18	2053,54	1903,08	1978,31	5493,60	2,78	3
P21A	18	2053,54	1903,08	1978,31	1432,26	0,72	1
P25A	18	2053,54	1903,08	1978,31	1471,50	0,74	1
P26A	18	2053,54	1903,08	1978,31	3610,08	1,82	2
P27A	18	2053,54	1903,08	1978,31	1883,52	0,95	1
P30A	18	2053,54	1903,08	1978,31	2727,18	1,38	2
P31A	18	2053,54	1903,08	1978,31	4512,60	2,28	3
P32A	18	2053,54	1903,08	1978,31	4905,00	2,48	3
P35A	18	2053,54	1903,08	1978,31	1432,26	0,72	1
P36A	18	2053,54	1903,08	1978,31	3924,00	1,98	2
P40A	18	2053,54	1903,08	1978,31	1942,38	0,98	1
PS5A	10	476,36	761,18	618,77	392,40	0,63	1
PS6A	18	2053,54	1903,08	1978,31	902,52	0,46	1
PS7A	18	2053,54	1903,08	1978,31	1569,60	0,79	1
PS11A	10	476,36	761,18	618,77	333,54	0,54	1
PS12A	18	2053,54	1903,08	1978,31	804,42	0,41	1

Tabela 9 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP33

<i>Sondagem SP33</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	P_{adm} <i>Aoki-Velloso</i> (kN)	P_{adm} <i>Décourt-Q.</i> (kN)	P_{adm} <i>Média</i> (kN)	P_{Pilar} (kN)	P_{Pilar} / P_{adm} (kN)	$\frac{N^{\circ} \text{ Estacas}}{\text{Bloco}}$
PS1A	10	589,11	912,07	750,59	196,2	0,26	1
PS2A	10	589,11	912,07	750,59	294,3	0,39	1
P1A	18	1242,25	2078,87	1660,56	961,38	0,57	1
P2A	18	1242,25	2078,87	1660,56	1412,64	0,85	1
P3A	18	1242,25	2078,87	1660,56	3531,6	2,12	3
P4A	18	1242,25	2078,87	1660,56	5709,42	3,43	4
P7A	18	1242,25	2078,87	1660,56	2727,18	1,64	2
P8A	18	1242,25	2078,87	1660,56	4512,6	2,71	3
P9A	18	1242,25	2078,87	1660,56	4905	2,95	3
P12A	18	1242,25	2078,87	1660,56	1471,5	0,88	1
P13A	18	1242,25	2078,87	1660,56	3610,08	2,17	3
P14A	18	1242,25	2078,87	1660,56	1883,52	1,13	2
P17A	18	1242,25	2078,87	1660,56	1432,26	0,86	1

Tabela 10 - Dimensionamento das estacas sob influência da sondagem SP11

<i>Sondagem SP34</i>							
<i>Pilar</i>	<i>Cota</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Aoki-Velloso</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Décourt-Q.</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{adm}</i> <i>Média</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> <i>(kN)</i>	<i>P_{Pilar}</i> / <i>P_{adm}</i> <i>(kN)</i>	<i>N° Estacas</i> <i>Bloco</i>
PS3A	10	566,44	878,72	722,58	294,3	0,40	1
PS1B	10	566,44	878,72	722,58	196,2	0,27	1
PS2B	10	589,11	878,72	733,91	235,44	0,32	1
P5A	18	1268,99	2025,26	1647,12	3531,6	2,14	3
P6A	18	1268,99	2025,26	1647,12	1677,51	1,01	1
PS8B							
P10A	18	1268,99	2078,87	1673,93	4473,36	2,67	3
P11A/ PS14B	18	1268,99	2078,87	1673,93	3158,82	1,88	2
P15A	18	1268,99	2078,87	1673,93	3825,9	2,28	3
P16A/ PS15B	18	1268,99	2078,87	1673,93	2207,25	1,31	2
P18A	18	1268,99	2078,87	1673,93	1677,51	1,00	1
P19A	18	1268,99	2078,87	1673,93	1216,44	0,72	1
P20A	18	1268,99	2078,87	1673,93	961,38	0,57	1