

Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"
Faculdade de Engenharia – Campus de Ilha Solteira
Curso de Engenharia Civil

**PROJETO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
PARA UM EDIFÍCIO DE 20 PAVIMENTOS EM ARAÇATUBA (SP)**

FÁBIO BERRETTA DA COSTA

Orientador: Prof. Dr. ARTUR
PANTOJA MARQUES

Trabalho de Conclusão de Curso
Apresentado à Faculdade de
Engenharia do Campus de Ilha
Solteira – UNESP, como parte dos
requisitos para obtenção do grau de
Engenheiro Civil.

Ilha Solteira / SP

2022

FICHA CATALOGRÁFICA


Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

C837p Costa, Fábio Berretta.
Projeto de fundação em estacas hélice contínua para um edifício de 20 pavimentos em Araçatuba (SP) / Fábio Berretta Costa. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022
64 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2022

Orientador: Artur Pantoja Marques
Inclui bibliografia

1. Fundação. 2. Hélice contínua. 3. Projeto estrutural. 4. Orçamento. 5.
SINAPI.


Raiane da Silva Santos

FOLHA DE APROVAÇÃO

Aluno: FÁBIO BERRETA DA COSTA

Titulo: Projeto de Fundação em Estacas Hélice Contínua para um Edifício de 20 Pavimentos em Araçatuba (SP)

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Campus de Ilha Solteira

COMISSÃO EXAMINADORA



Prof. Dr. Artur Pantoja Marques

UNESP – Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcântara

UNESP – Campus de Ilha Solteira



Prof. Dr. Sérgio Augusto Mello da Silva

UNESP – Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira

07/12/2022

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela vida e pela oportunidade de poder desenvolver este projeto, aos meus pais, Luis Carlos da Costa e Rosângela Regina Berretta da Costa, por sempre me apoiarem na realização dos meus objetivos e sempre me proporcionarem o suporte necessário para que eu possa alcançá-los.

Agradeço também a minha companheira de vida Danielle, por me motivar e encorajar a superar cada desafio e obstáculo que aparece em nossas vidas, obrigado por permanecer ao meu lado.

Por fim agradeço a todo o corpo docente da FEIS, a todos que participaram de minha formação e me ajudaram nos momentos em que passei na graduação, que me permitiram chegar até aqui.

RESUMO

O trabalho gira em torno do dimensionamento de uma fundação profunda em estaca hélice contínua de um edifício hipotético de 20 pavimentos localizado em Araçatuba, São Paulo, e posterior comparação orçamentária com o mesmo edifício dimensionado em estacas pré-moldadas. O processo foi composto pelas etapas de definição da disposição dos pilares, levantamento das cargas e definição das dimensões de cada um destes. A partir do perfil de sondagem SPT e das cargas dos pilares, foi escolhida a fundação em estaca hélice contínua de 60 centímetros de diâmetro. Em seguida foram quantificadas as estacas para cada pilar, calculado o comprimento das estacas e dimensionados os blocos de coroamento e as cintas de concreto. Em relação ao orçamento, foram realizados dois tipos de comparações: foram comparados os dois tipos de fundações executadas no ano de 2021, e também as estacas hélice contínua executada no ano de 2021 e no ano de 2022. Os orçamentos tiveram como base o SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, uma base de dados do governo com preços de referência de insumos.

Palavras chaves: Fundação. Hélice Contínua. Projeto Estrutural. Orçamento. SINAPI.

ABSTRACT

The work revolves around the design of a deep foundation in continuous helix pile of a hypothetical 20-floor building located in Araçatuba, São Paulo, and subsequent budget comparison with the same building sized in precast piles. The process was composed of the stages of defining the arrangement of the pillars, lifting the loads and defining the dimensions of each of these. From the SPT probing profile and the loads of the pillars, the foundation was chosen in a continuous helix pile of 60 centimeters in diameter. Then, the piles for each column were quantified, the length of the piles was calculated and the crowning blocks and concrete straps were sized. In relation to the budget, two types of comparisons were made: the two types of foundations executed in 2021 were compared, and also the continuous helix piles executed in the year 2021 and the year 2022. The budgets were based on SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, a government database with reference prices of insums.

Keywords: Foundation. Continuous Helix. Structural Design. Budget. SINAPI.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Posição dos pilares em edifícios	13
Figura 2 - Esquema dos equipamentos do ensaio SPT	21
Figura 3 - Relatório de sondagem fornecido pela Oeste Engenharia	22
Figura 4 - Tubulão a céu aberto.....	26
Figura 5 - Tubulão de ar comprimido.....	26
Figura 6 – Esquema de execução da estaca raiz	28
Figura 7 - Esquema de execução da estaca hélice contínua	29
Figura 8 - Esquema de execução da estaca tipo Strauss	30
Figura 9 - Esquema de execução da estaca escavada	30
Figura 10 - Esquema de execução da estaca do tipo Franki	31
Figura 11 - Esquema de transferência de carga da estaca para o solo	35
Figura 12 - Dimensões do pilar e do bloco	40
Figura 13 - Esquema para cálculo de θ para bloco com 2 estacas	41
Figura 14 - Forças do nó junto à estaca	42
Figura 15 - Esquema para cálculo de θ para blocos com 3 estacas	44
Figura 16 - Esquema de armação no bloco com 3 estacas	45
Figura 17 - Esquema para cálculo de θ para blocos com 4 estacas	46
Figura 18 - Disposição das armaduras para os blocos com 4 estacas	47
Figura 19 - Esquema para cálculo de θ de blocos com 5 estacas	48

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Área de Influência e esforços dos pilares	14
Tabela 2 - Consumo doméstico de água em prédios	15
Tabela 3 - Esforços nos pilares com reservatório	17
Tabela 4 - Área estimada de concreto e lados dos pilares	19
Tabela 5 - Características da Estaca Hélice Contínua.....	33
Tabela 6 - Número de estacas por pilar.....	34
Tabela 7 - Valores dos fatores de correção para F1 e F2.....	36
Tabela 8 - Valores para K e α	37
Tabela 9 - Aplicação do Método Aoki-Velloso	38
Tabela 10 - Dimensionamento de bloco com 2 estacas	43
Tabela 11 - Dimensionamento dos blocos com 3 estacas.....	45
Tabela 12 - Dimensionamento dos blocos com 4 estacas.....	47
Tabela 13 - Dimensionamento dos blocos com 5 estacas.....	49
Tabela 14 - Comprimentos de ancoragem	50
Tabela 15 - Comprimento de ancoragem para cada tipo de bloco.....	50
Tabela 16 - Composições para orçamento de estaca hélice contínua.....	52
Tabela 17 - Composições para escavação dos blocos de coroamento	52
Tabela 18 - Composição para escavação das cintas.....	53
Tabela 19 - Composições para armação dos blocos de coroamento	54
Tabela 20 - Quantidade total de aço utilizado	54
Tabela 21 - Composição para concretagem dos blocos de coroamento	55
Tabela 22 - Orçamento da fundação em estaca pré-moldada em 2021	55
Tabela 23 - Orçamento da fundação em estaca hélice contínua em 2021	56
Tabela 24 - Orçamento da fundação em estaca hélice contínua em 2022	56

SUMÁRIO

1 -	INTRODUÇÃO	9
2 -	OBJETIVO.....	10
3 -	MATERIAIS E MÉTODOS	11
3.1 -	Características do edifício	11
3.2 -	Pilares	11
3.2.1 -	Áreas de Influência	12
3.2.2 -	Cálculo dos Esforços	12
3.2.3 -	Cálculo dos Reservatórios Superiores	15
3.3 -	Dimensionamento dos Pilares.....	18
3.4 -	Escolha da Fundação	20
3.4.1 -	Ensaio SPT	20
3.4.2 -	Fundações Rasas	23
3.4.2.1 -	Sapatas.....	23
3.4.2.2 -	Radiers	24
3.4.2.3 -	Blocos de fundação	25
3.4.3 -	Fundações profundas	25
3.4.3.1 -	Tubulões	25
3.4.3.2 -	Estacas	27
4 -	DIMENSIONAMENTO	33
4.1 -	Quantidade De Estacas.....	33
4.2 -	Comprimento De Estaca	35
4.3 -	Dimensionamento Dos Blocos De Coroamento	39
4.3.1 -	Dimensionamento Dos Blocos Com 2 Estacas	41
4.3.2 -	Dimensionamento Dos Blocos Com 3 Estacas	43
4.3.3 -	Dimensionamento Dos Blocos Com 4 Estacas	46

4.3.4 - Dimensionamento Dos Blocos Com 5 Estacas	48
4.4 - Dimensionamento Das Cintas	49
4.5 - Comprimento De Ancoragem	49
5 - ORÇAMENTO DA FUNDAÇÃO	51
6 - CONCLUSÃO	58
7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59

1 - INTRODUÇÃO

Na construção de uma obra de grande porte é envolvida uma ampla gama de profissionais, tanto engenheiros civis, quanto de outras engenharias, devido à grande complexidade do empreendimento, não sendo possível para um único profissional acompanhar todos os processos envolvidos. Porém, é preciso que os envolvidos tenham uma noção geral também de outros processos pertinentes da obra, pois todas estão interligadas num laço de interdependência.

Assim, como as áreas da engenharia civil se relacionam ao longo do processo de construção, nos projetos de fundações também há muita correlação entre as diferentes especialidades, possibilitando uma visão real de um projeto que envolve desde mecânica dos solos, até cálculo estrutural e hidráulica. O engenheiro que possui noções de outras áreas correlatas consegue, com maior facilidade, encontrar soluções para os problemas que possam vir a aparecer tanto durante a elaboração do projeto quanto no momento da execução dele.

No momento da escolha de uma fundação, o engenheiro deve levar em conta tanto aspectos econômicos quanto aspectos físicos, como a condição de trabalho no local em que será inserido o empreendimento. Para a escolha do tipo de fundação tem sido cada vez mais levada em conta a vizinhança ao redor da obra, que impõem limitações a alguns métodos que eram muito aplicados no passado.

2 - OBJETIVO

Objetivos Principais

Desenvolver projeto de fundações em estacas hélice contínua para um edifício de 20 pavimentos em Araçatuba- SP.

Objetivos Específicos

- Revisar a bibliografia referente a fundação estaca hélice contínua monitorada;
- Revisar os métodos de cálculo geotécnico e estrutural para o dimensionamento da fundação;
- Definir os pilares e determinar a carga que atua nos mesmos;
- Dimensionar o número de estacas para cada pilar;
- Dimensionar o comprimento das estacas;
- Dimensionar os blocos de coroamento e as cintas de concreto;
- Definir o quantitativo de materiais e serviços na execução do projeto;
- Elaborar orçamento e comparar os custos com projeto de fundações em estacas pré-moldadas de concreto para o mesmo edifício.

3 - MATERIAIS E MÉTODOS

Materiais utilizados para a confecção deste trabalho:

- Literatura presentes na bibliografia;
- Planilhas eletrônicas do Excel;
- AutoCAD;
- Materiais utilizados ao longo da graduação.

Os métodos a serem utilizados ao longo de cada etapa do trabalho serão descritos em seus respectivos itens.

3.1 - Características do edifício

O edifício se localiza no município de Araçatuba – SP e possui 20 pavimentos. Sua planta baixa do pavimento tipo possui 4 apartamentos por andar e 2 quartos por apartamento, e foi elaborada por Eduardo Tripode de Oliveira em seu Trabalho de Conclusão de Curso nomeado “Projeto de Fundação de um Edifício Residencial de 20 Pavimentos em Araçatuba (SP)”. A planta baixa pode ser vista no Anexo A.

3.2 - Pilares

A definição da disposição dos pilares em sua melhor conformação é essencial para um bom desempenho da estrutura do edifício. Os pilares devem ser dispostos de maneira que não fiquem tão próximos uns dos outros, o que geraria fundações muito próximas. E devem ser dispostos evitando grandes distâncias entre eles, o que gera grandes momentos fletores nas vigas. Sua disposição, quando conectados por vigas, devem sempre ter um pilar na horizontal e outro na vertical, gerando uma maior resistência em todas as direções da estrutura, de acordo com a NBR 6118 – Projetos de Estruturas de Concreto. Está representada, no Anexo A, a planta baixa com os pilares locados.

3.2.1 - Áreas de Influência

Seguindo a metodologia da NBR 6118 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento, determinou-se as áreas de influência dos pilares, sendo assim possível definir os esforços atuantes em cada pilar do projeto. Os pilares e suas áreas de influência podem ser vistos no Anexo B.

3.2.2 - Cálculo dos Esforços

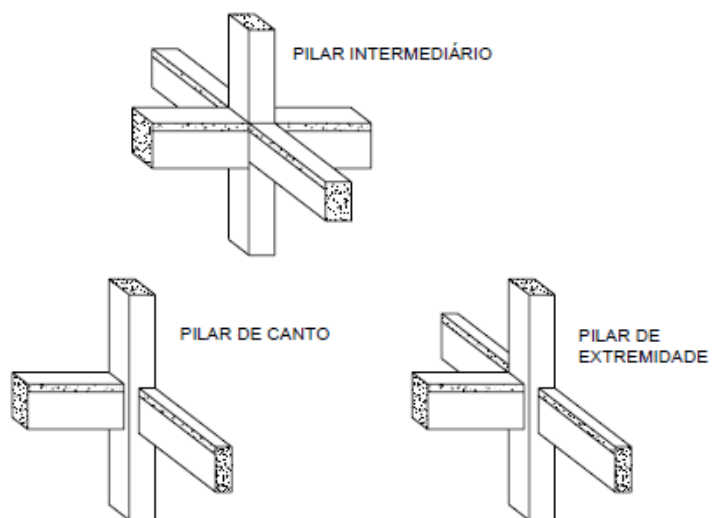
Após definidas as áreas de influência, pode-se então fazer o cálculo dos esforços atuantes em cada pilar. Para efeito de simplificação, não será feito o pré-dimensionamento das vigas para calcular os esforços que seus pesos próprios exercem no pilar. Sendo assim, será utilizado um valor um pouco mais expressivo de carga da área de influência, compensando essa falta de carga das vigas. A carga de cada pilar pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$P_i = p * A_i \quad (1)$$

Sendo P_i a carga de cada pilar, p a carga distribuída, que será considerada com valor de 10kN/m² para todos os pilares, e A_i a área de influência do pilar. Esse valor de esforço se refere somente a um único pavimento, então deve-se multiplicar o valor por 20, para que o esforço representado seja igual ao valor de esforço dos 20 pavimentos que serão transferidos para a fundação.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) – PROJETOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO, há um coeficiente α que deve ser usado para multiplicar o resultado, considerando a posição em que o pilar se encontra na estrutura. Para pilares de canto α tem o valor de 1,8, para pilares de extremidade α vale 1,6 e para pilares intermediários α vale 1,3.

Figura 1 – Posição dos pilares em edifícios



Fonte: Fusco, 1981

A partir do software Autocad, foi obtida a área de influência de cada pilar e elaborada a seguinte tabela, que indica a área de influência e o esforço de cada pilar:

Tabela 1 - Área de Influência e esforços dos pilares

Pilar	Área de Influência (m ²)	Nk (kN)	α	Nd (kN)
P1	5,62	1124	1,8	2023,2
P2	10,06	2012	1,6	3219,2
P3	5,03	1006	1,8	1810,8
P4	5,03	1006	1,8	1810,8
P5	10,06	2012	1,6	3219,2
P6	5,62	1124	1,8	2023,2
P7	11,17	2234	1,6	3574,4
P8	20,02	4004	1,6	6406,4
P9	16,06	3212	1,6	5139,2
P10	16,06	3212	1,6	5139,2
P11	20,02	4004	1,6	6406,4
P12	11,17	2234	1,6	3574,4
P13	11,11	2222	1,6	3555,2
P14	19,91	3982	1,3	5176,6
P15	15,97	3194	1,3	4152,2
P16	15,97	3194	1,3	4152,2
P17	19,91	3982	1,3	5176,6
P18	11,11	2222	1,6	3555,2
P19	11,17	2234	1,6	3574,4
P20	20,02	4004	1,6	6406,4
P21	11,56	2312	1,6	3699,2
P22	11,56	2312	1,6	3699,2
P23	20,02	4004	1,6	6406,4
P24	11,17	2234	1,6	3574,4
P25	5,62	1124	1,8	2023,2
P26	10,06	2012	1,6	3219,2
P27	4,56	912	1,8	1641,6
P28	4,56	912	1,8	1641,6
P29	10,06	2012	1,6	3219,2
P30	5,62	1124	1,8	2023,2

Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.3 - Cálculo dos Reservatórios Superiores

Assim como são considerados os esforços gerados pelo peso próprio dos pavimentos, é preciso também considerar os esforços advindos dos reservatórios superiores, uma vez que possuem uma grande carga para uma área consideravelmente pequena. Os reservatórios superiores serão dimensionados seguindo o procedimento de Tsutiya (2006).

Inicialmente é preciso calcular quantas pessoas teremos no nosso edifício. Quando não há conhecimento prévio da quantidade de habitantes por apartamento, TSUTIYA diz que se deve considerar 2 habitantes por quarto. Considerando que cada apartamento tem 2 quartos, tem-se 4 pessoas por apartamento. O prédio tem 4 apartamentos por pavimento e 20 pavimentos ao todo. A quantidade de pessoas no edifício será de 320 no total.

Calcula-se então o consumo de água diário total. De acordo com a tabela a seguir, tem-se que o consumo individual em um edifício residencial é de 200 litros por dia.

Tabela 2 - Consumo doméstico de água em prédios

Prédio	Unidade	Consumo (l/dia)
Apartamento	Pessoa	200
Residência	Pessoa	150
Escola – internato	Pessoa	150
Escola – externato	Pessoa	50
Casa popular	Pessoa	120
Alojamento provisório	Pessoa	80

Fonte: NBR 7229 (1982), Dacach (1979)

Então, tem-se que o consumo diário de água total do prédio é de 64000 litros. Porém, os reservatórios devem ter capacidade de abastecimento para dois dias, portanto suas reservas devem ser o dobro do volume diário de consumo de água, sendo assim os reservatórios devem ser de 128000 litros.

De acordo com Tsutiya (2006) as relações de volume reservado nos reservatórios inferiores e superiores são as indicadas abaixo:

$$V_{rev. inf} = \frac{3}{5} * V_t = \frac{3}{5} * 128000 = 76800l \quad (2)$$

$$V_{rev. sup} = \frac{2}{5} * V_t = \frac{2}{5} * 128000 = 51200l \quad (3)$$

Portanto, serão utilizados 4 reservatórios superiores com o mesmo volume, cada um deles reservará um quarto do volume total dos reservatórios superiores, sendo 12800 litros, ou seja, 12,8m³ em cada um dos reservatórios superiores.

Dessa maneira, pode ser calculada a carga que cada reservatório superior exercerá sobre a estrutura. Sendo o peso específico da água 10 kN/m³, temos a seguinte equação:

$$Preserv = \gamma_{agua} * V = 10 * 12,8 = 128kN \quad (4)$$

Os reservatórios estarão posicionados acima dos pilares P9, P10, P15 e P16, deve-se multiplicar o valor da carga dos reservatórios pelo α de cada pilar e somá-lo ao esforço do peso próprio do pilar calculado anteriormente. Obtém-se a seguinte tabela:

Tabela 3 - Esforços nos pilares com reservatório

Pilar	Nk (kN)	Carga Reservatório (kN)	α	Nd (kN)
P1	1124	0	1,8	2023,2
P2	2012	0	1,6	3219,2
P3	1006	0	1,8	1810,8
P4	1006	0	1,8	1810,8
P5	2012	0	1,6	3219,2
P6	1124	0	1,8	2023,2
P7	2234	0	1,6	3574,4
P8	4004	0	1,6	6406,4
P9	3212	128	1,6	5344
P10	3212	128	1,6	5344
P11	4004	0	1,6	6406,4
P12	2234	0	1,6	3574,4
P13	2222	0	1,6	3555,2
P14	3982	0	1,3	5176,6
P15	3194	128	1,3	4318,6
P16	3194	128	1,3	4318,6
P17	3982	0	1,3	5176,6
P18	2222	0	1,6	3555,2
P19	2234	0	1,6	3574,4
P20	4004	0	1,6	6406,4
P21	2312	0	1,6	3699,2
P22	2312	0	1,6	3699,2
P23	4004	0	1,6	6406,4
P24	2234	0	1,6	3574,4
P25	1124	0	1,8	2023,2
P26	2012	0	1,6	3219,2
P27	912	0	1,8	1641,6
P28	912	0	1,8	1641,6
P29	2012	0	1,6	3219,2
P30	1124	0	1,8	2023,2

Fonte: Elaborado pelo autor

3.3 - Dimensionamento dos Pilares

Tendo em mãos os esforços de cada pilar, é possível calcular as dimensões de cada um dos pilares seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014) – PROJETOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO. Considerando uma deformação no aço de 0,002 e um taxa de aço de 2% a equação do cálculo da área estimada de concreto do pilar é a seguinte:

$$A_{c,est} = \frac{N_d}{0,85 * f_{cd} + 0,84} \quad (5)$$

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

Considerando que o menor lado do pilar medirá 20 cm para que sejam embutidos nas paredes de alvenaria do edifício sem serem percebidos, que a resistência do concreto a ser utilizado será de 40 Mpa, e um coeficiente de minoração da resistência do concreto na compressão de 1,4, pode-se calcular a área da seção de cada um dos pilares. Sendo “a adotado” o valor múltiplo de 5 imediatamente superior ao valor de “a” de cada pilar.

Tabela 4 - Área estimada de concreto e lados dos pilares

Pilar	Nd (kN)	Ac Estimada (cm ²)	b (cm)	a (cm)	a adotado (cm)
P1	2023,2	619,0	20	30,9	35
P2	3219,2	984,9	20	49,2	50
P3	1810,8	554,0	20	27,7	30
P4	1810,8	554,0	20	27,7	30
P5	3219,2	984,9	20	49,2	50
P6	2023,2	619,0	20	30,9	35
P7	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P8	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P9	5344	1635,0	20	81,7	85
P10	5344	1635,0	20	81,7	85
P11	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P12	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P13	3555,2	1087,7	20	54,4	55
P14	5176,6	1583,8	20	79,2	80
P15	4318,6	1321,3	20	66,1	70
P16	4318,6	1321,3	20	66,1	70
P17	5176,6	1583,8	20	79,2	80
P18	3555,2	1087,7	20	54,4	55
P19	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P20	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P21	3699,2	1131,7	20	56,6	60
P22	3699,2	1131,7	20	56,6	60
P23	6406,4	1960,0	20	98,0	100
P24	3574,4	1093,6	20	54,7	55
P25	2023,2	619,0	20	30,9	35
P26	3219,2	984,9	20	49,2	50
P27	1641,6	502,2	20	25,1	30
P28	1641,6	502,2	20	25,1	30
P29	3219,2	984,9	20	49,2	50
P30	2023,2	619,0	20	30,9	35

Fonte: Elaborado pelo autor

3.4 - Escolha da Fundação

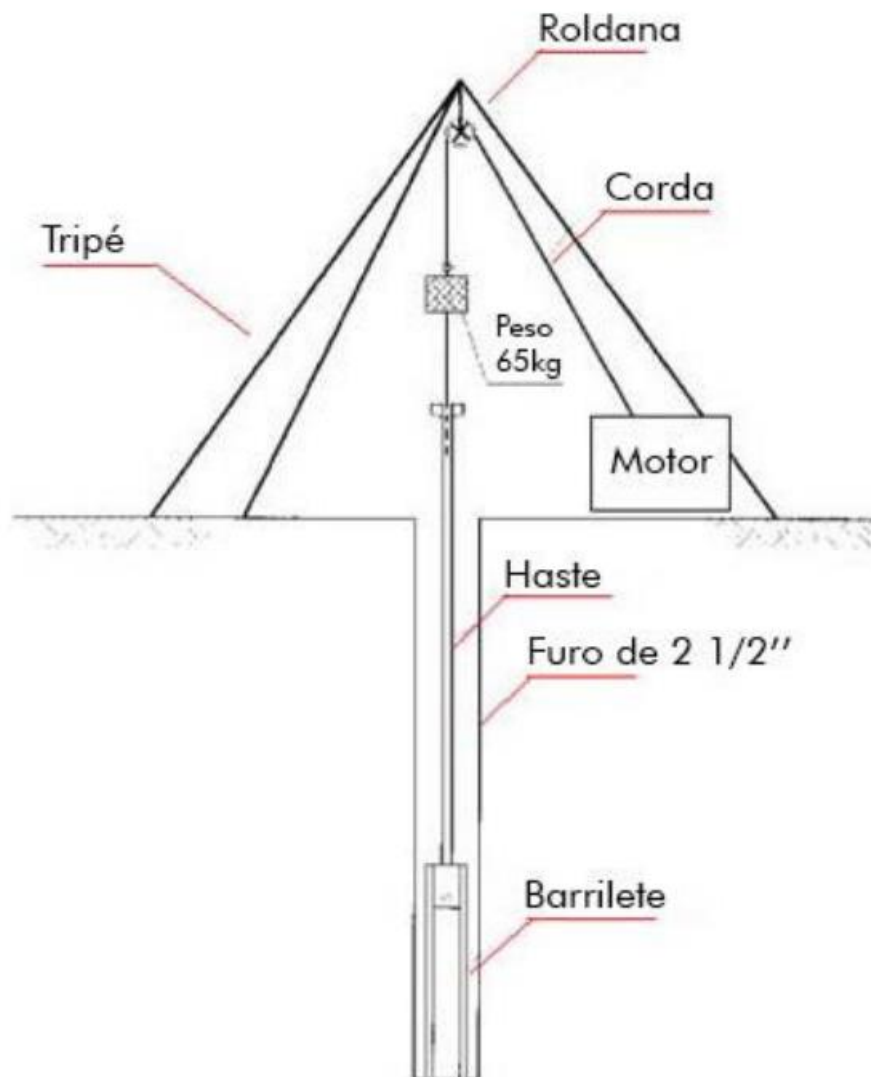
Para a escolha do tipo de fundação do edifício, deve-se conhecer as características do solo em que se encontra o mesmo, para uma melhor análise do solo em questão é necessário que seja feito um ensaio SPT.

3.4.1 - Ensaio SPT

O Teste de Penetração Padrão (da sigla em inglês SPT "Standard Penetration Test") é um método para definição do perfil geotécnico do solo, permitindo a caracterização das camadas do solo, assim como a definição das suas profundidades e espessuras. Sua realização é importante para se escolher o tipo de fundação a ser utilizado e para o dimensionamento dessa fundação. De acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2020) – "SOLO – SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT – MÉTODO DE ENSAIO", o ensaio é feito em uma torre, geralmente um tripé, deixando-se um peso atado a uma corda, chamado de martelo, de 65 kg cair, em queda livre, de uma altura de 75 cm sobre um amostrador padrão (barrilete). Repete-se esse procedimento de 15 cm em 15 cm até que o amostrador indique uma penetração no solo de 45 cm. É registrado o número de golpes realizados a cada 15 cm, o valor do N_{spt} é a soma do número de golpes realizados para cravar os últimos 30 cm do amostrador no solo. Coleta-se, a cada metro de penetração, amostras do solo que permitem determinar inúmeras características do mesmo, como a existência de lençol freático e seu nível, a capacidade de carga desse solo e a análise das diversas camadas que compõe esse solo, se areia, argila ou silte.

O relatório de sondagem é produzido a partir das amostras e dos dados obtidos no ensaio, e se trata de um documento oficial sobre as características do solo em estudo. Com as informações do relatório de sondagem é possível escolher e dimensionar a fundação do edifício.

Figura 2 - Esquema dos equipamentos do ensaio SPT



Fonte: Guia da Engenharia - Acesso em 10 de outubro de 2022

A Oeste Engenharia, empresa especializada em fundações e sondagens, forneceu o relatório de sondagem de um solo de Araçatuba, que será utilizado para a realização deste trabalho.

Figura 3 - Relatório de sondagem fornecido pela Oeste Engenharia

NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	0	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem	
						Furo SP 03	Cota 410,500
						SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	
		4	5		1	Areia Fina Siltosa, Fofa, Vermelha Escura.	
		3	4		2		
		4	4		3		
		4	5		4		
		5	7		5		
		7	8		6		
		7	9		7		
		7	9		8		
		8	8		9		
		9	11		10		9,45
		4	5		11	Silte Areno- Argiloso, Pouco Compacto a Compacto, Vermelho Claro.	
		14	17		12		
		13	14		13		
		12	12		14		
		10	11		15		
		15	18		16		
		17	22		17		
		35/15	28		18		18,15
					19		
						Limite de Sondagem: 18,15m	

Fonte: Oeste Engenharia 2019

3.4.2 - Fundações Rasas

As fundações rasas têm como principal característica a transmissão das cargas advindas da estrutura por meio contato da base do elemento de fundação com o solo, por isso podem ser chamadas também de fundações diretas. Por serem superficiais, geralmente não demandam grandes equipamentos para serem executadas, e normalmente são realizadas de forma manual. São recomendadas para estruturas em solos com grande resistência inicial nas primeiras camadas ou para estruturas com peso próprio não tão elevado. As fundações rasas mais comuns são as sapatas, que apresentam diversos tipos, o radier e os blocos de fundação.

3.4.2.1 - Sapatas

As fundações em sapatas são compostas de elementos de concreto armado e são executadas em camadas superficiais de solos que apresentam boa capacidade de carga já nas primeiras lâminas da superfície, por isso são mais indicadas para suportar estruturas com peso próprio não tão elevado. Comumente tem profundidade inferior a 3 metros e tem a função de distribuir os esforços da estrutura para o solo a partir da sua base, desconsiderando distribuições laterais, como é o caso das fundações profundas. De acordo com Alonso (2019) as sapatas são classificadas em isoladas, corridas, associadas e de divisa, variando de acordo com seu arranjo estrutural.

A sapata isolada é a forma mais usual e de simples execução das sapatas, tendo como função resistir as cargas geradas por um único pilar. São indicadas quando a carga a ser distribuída é baixa, e quando o terreno tem resistência média às tensões, tendo seu formato geralmente quadrado ou retangular.

A sapata corrida distribui as cargas para o solo de maneira linear pois é um tipo de fundação feita de forma contínua ao longo das paredes do edifício, sendo utilizada principalmente em muros e construções térreas que não possuem cargas altas, tendo seu comprimento maior que sua largura.

A sapata associada é utilizada quando dois ou mais pilares se apoiam numa mesma sapata. Pode ocorrer pela grande proximidade dos pilares ou pela possível interferência que uma sapata isolada teria em outra sapata adjacente devido a altas cargas advindas dos pilares. Para se evitar que torques extras sejam gerados, é importante que o centro de gravidade da sapata associada coincida com o centro de gravidade dos pilares apoiados.

A sapata de divisa, ou também chamada de alavancada, é composta de uma viga de equilíbrio para ser empregada em situações em que o centro geométrico da sapata não coincide com o centro geométrico do pilar. Esse fato ocorre pois o pilar está locado em uma divisa ou em algum obstáculo, sendo necessário executar uma viga entre duas sapatas para suportar os esforços do momento fletor gerado pela excentricidade do pilar.

3.4.2.2 – Radiers

O radier se caracteriza por ser uma fundação superficial, composta de uma laje de concreto armado onde sua base está em contato direto com a superfície do solo distribuindo de maneira uniforme todos os esforços de pilares, vigas e paredes que a fundação recebe. Pode ser vista como uma grande sapata associada em que todos os pilares da edificação estão apoiados na mesma sapata.

É a solução que apresenta maior facilidade para estruturas pequenas e é mais bem aplicado em solos com certa estabilidade, visando a não ocorrência de recalques diferenciais, que tendem a causar fissuras na estrutura do radier.

3.4.2.3 - Blocos de fundação

Os blocos de fundação são simples elementos de concreto que não possuem armação e tem suas tensões absorvidas pelo próprio concreto. Sua resistência, portanto, é a mesma resistência de compressão do concreto utilizado. É mais empregado em solos com maior resistência nas camadas superficiais pois sua estrutura tende a apresentar um peso próprio maior. Indicado para construções de menor porte e sem grandes vãos.

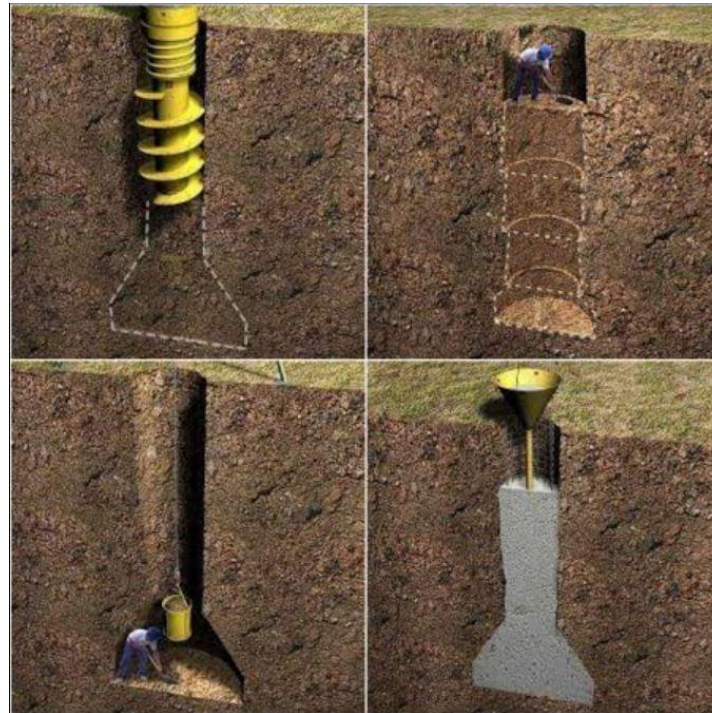
3.4.3 - Fundações profundas

3.4.3.1 - Tubulões

O tubulão é um tipo de fundação que distribui a carga para o solo a partir de sua base, sendo sua principal resistência a de ponta. É recomendado para grandes estruturas com altas cargas. Diferente das sapatas que se limitam as primeiras camadas de solo, os tubulões são mais profundos e podem alcançar mais de 30 metros de profundidade. Para a escavação da sua base, é preciso que um operário desça para retirar o solo. Segundo Alonso (2019), os tubulões são divididos em tubulões a céu aberto e tubulões de ar comprimido.

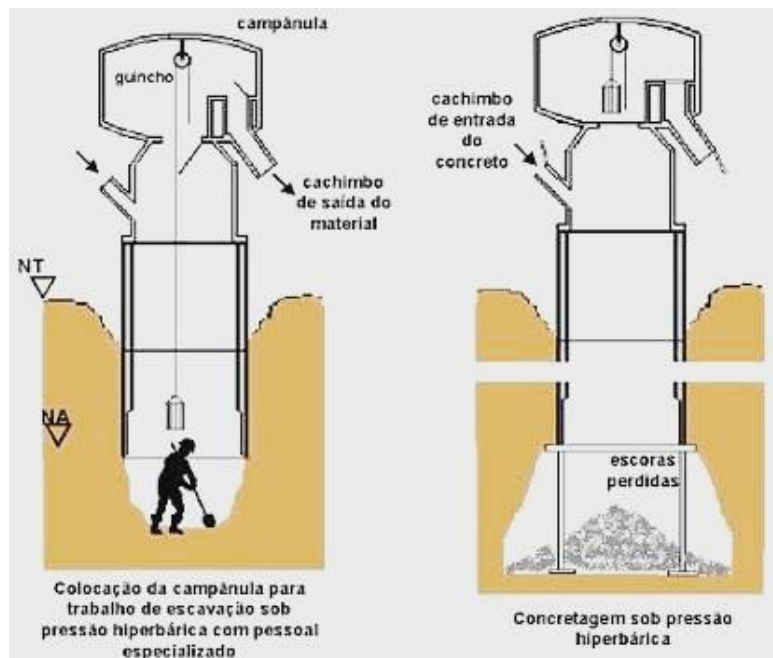
No caso dos tubulões a céu aberto a escavação pode ser feita de maneira manual ou mecânica, havendo a necessidade de um operário descer para alargar sua base no final da escavação. No caso do tubulão de ar comprimido é utilizada uma capa cilíndrica de aço para auxiliar na escavação e é aplicado em casos que a profundidade do tubulão alcança o lençol freático do solo.

Figura 4 - Tubulão a céu aberto



Fonte: Total Construção - Acesso em 10 de outubro de 2022

Figura 5 - Tubulão de ar comprimido



Fonte: Puc Goiás – Acesso em 10 de outubro de 2022

3.4.3.2 - Estacas

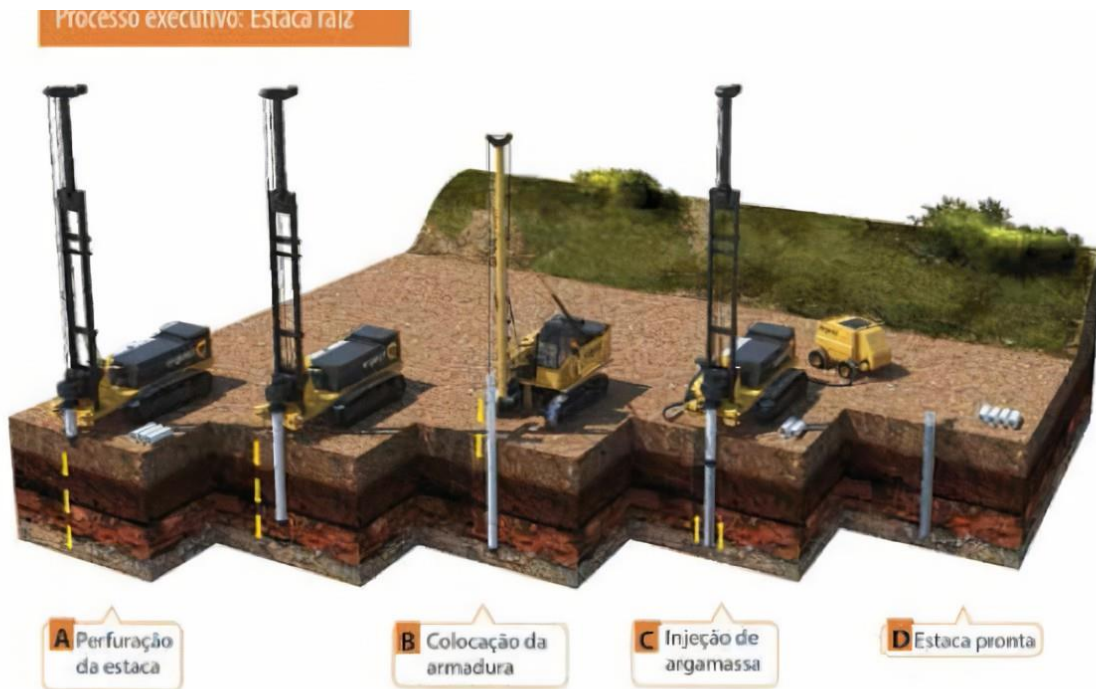
As estacas são fundações profundas que tem suas cargas distribuídas principalmente pelo atrito lateral com o solo, sendo a distribuição de ponta uma resistência secundária, o que as difere dos tubulões e das sapatas. Segundo Alonso (2019), existem as estacas pré-moldadas e as estacas moldadas in loco.

As estacas pré-moldadas são as estacas que são produzidas fora da obra e transportadas prontas até seu local de utilização. Seu material de composição pode ser metálico, de concreto ou madeira. São fabricadas em indústrias e por possuírem controle tecnológico e passarem por inspeções de qualidade, possuem alta resistência e boa qualidade.

Entre as estacas moldadas in loco, temos a do tipo raiz, a hélice contínua, a Strauss, as escavadas e a do tipo Franki. A principal diferença entre elas está no seu processo construtivo.

As estacas do tipo raiz são executadas com equipamento de rotação que pode ser de circulação de água, lama bentonítica ou ar comprimido. Sendo de forma circular, sua armadura é inserida após a perfuração da estaca, e logo após é preenchido com argamassa por meio de um tubo de injeção, sendo preenchido de baixo para cima. Tem a facilidade de ser executada em qualquer tipo de terreno e não apresenta vibrações, porém apresenta custo elevado quando comparado a outros métodos de fundação profunda, gerando grande desperdício de água.

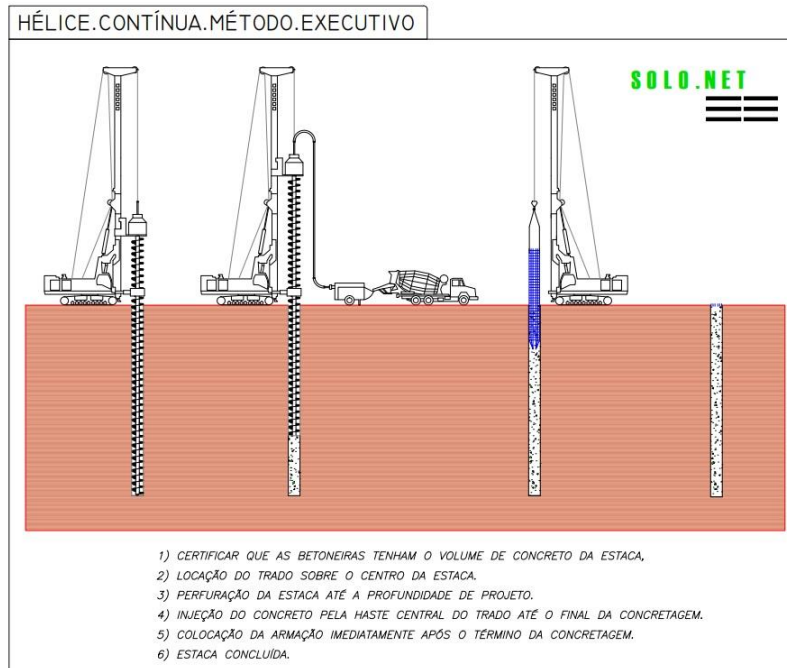
Figura 6 – Esquema de execução da estaca raiz



Fonte: Engesol - Acesso em 13 de outubro de 2022

No caso das estacas de hélice contínua, o equipamento que executa a perfuração é uma hélice. A perfuração é iniciada e quando alcança a profundidade desejada, o trado sobe injetando concreto a medida em que vai sendo extraído junto com o solo. Ao final da extração da hélice e da concretagem, é colocada a armadura. Apresenta baixos níveis de vibração e possuem um monitoramento contínuo do processo de execução da estaca, o que promove maior controle de qualidade. Em contrapartida possui custo elevado devido a tecnologia aplicada, demanda que o terreno seja plano e que a central que concreto seja próxima da obra.

Figura 7 - Esquema de execução da estaca hélice contínua



Fonte: Solonet - Acesso em 14 de outubro de 2022

No caso das estacas Strauss é utilizado um equipamento chamado de bate estaca Strauss, que é composto de um guincho, um tripé, pilão, tubos guia e sonda. Seu método surgiu para substituir as estacas pré-moldadas que eram cravadas por percussão, pois geravam grande vibração e ruído. É mais utilizado em solos planos, colapsivos e de baixa resistência, e evitado em solos com lençol freático alto e com alta resistência.

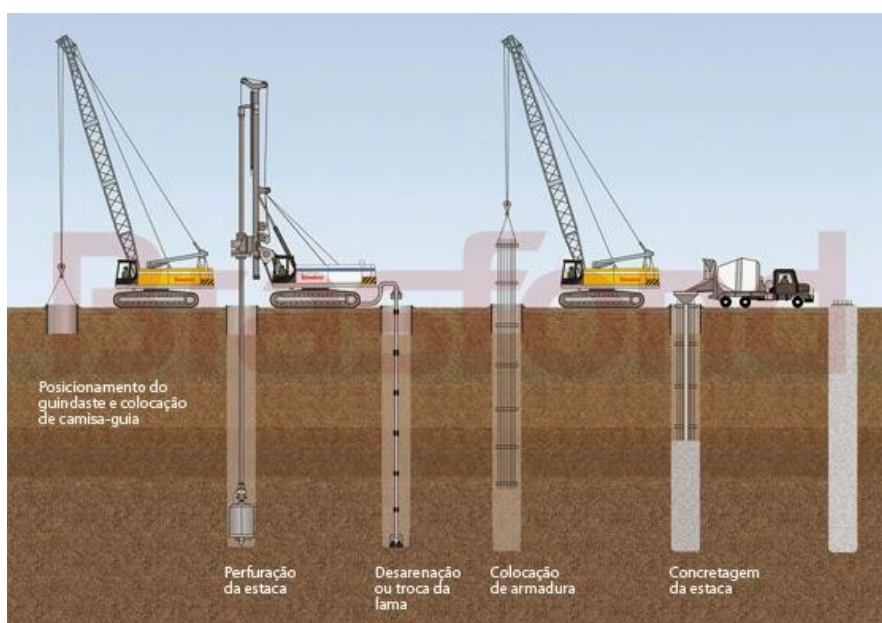
Figura 8 - Esquema de execução da estaca tipo Strauss



Fonte: Projetou - Acesso em 14 de outubro de 2022

No caso das estacas escavadas, é realizada a perfuração com um trado helicoidal, revestindo a superfície lateral do furo com uma lama chamada de lama bentonítica, que tem por objetivo a impermeabilização e impedir que o solo nas paredes laterais do furo desmorone. Depois de perfurado e revestido, coloca-se a armadura e é executada a concretagem.

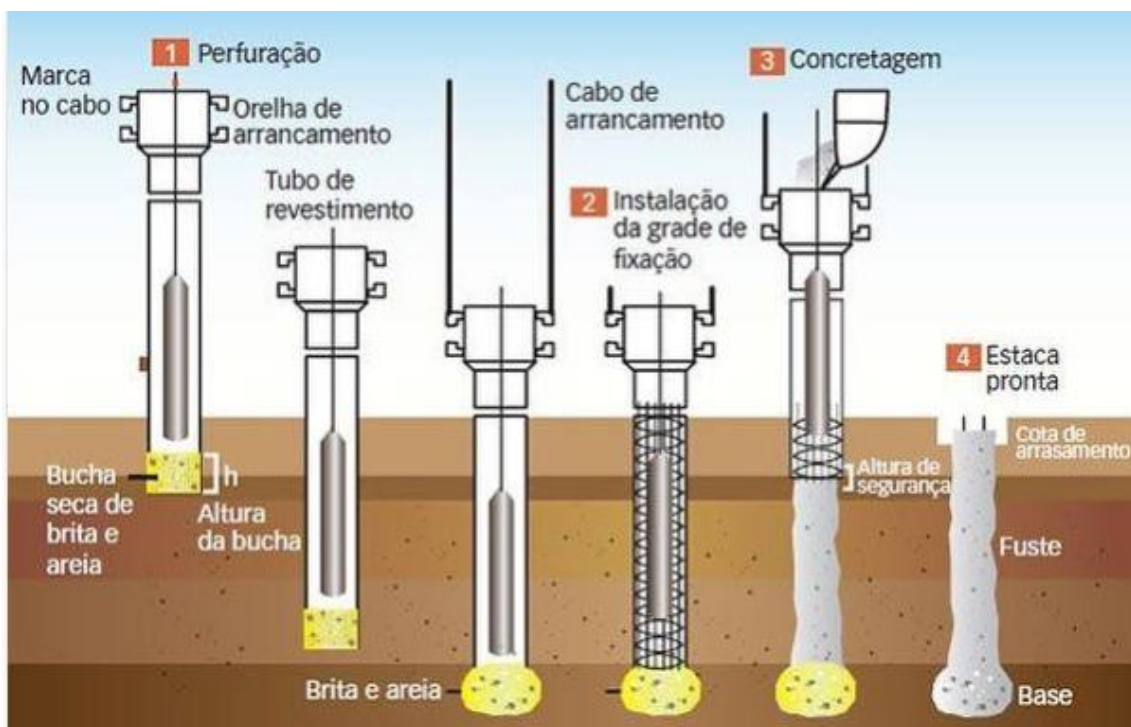
Figura 9 - Esquema de execução da estaca escavada



Fonte: Projetou - Acesso em 14 de outubro de 2022

No caso das estacas do tipo Franki, um tubo de ponta fechada é cravado de maneira dinâmica com auxílio de um bate estaca (pilão) até a profundidade de projeto. Após a cravação o tubo vai sendo retirado do solo à medida que o concreto vai preenchendo a estaca, vale observar que a armação é posicionada antes da concretagem. O processo de apiloamento da estaca acarreta a formação de um bulbo na ponta dela, por este motivo apresenta grande resistência de ponta, assim com lateral. Este tipo de fundação gera altos níveis de vibração e demanda grande tempo de execução, acarretando altos custos com mão de obra e equipamentos.

Figura 10 - Esquema de execução da estaca do tipo Franki



Fonte: Total Construção - Acesso em 15 de outubro de 2022

Neste projeto é claro que será necessário a aplicação de fundações profundas, visto que o solo no qual o edifício se encontra apresenta camadas iniciais com baixa resistência e que os pilares exercem altas cargas na fundação. Das fundações apresentadas anteriormente, foi escolhida a estaca hélice contínua de concreto com diâmetro de 60cm. Será feita a comparação de custos com projeto de fundações em estacas pré-moldadas de concreto para o mesmo edifício.

4 - DIMENSIONAMENTO

4.1 - Quantidade De Estacas

Considerando somente o aspecto estrutural temos as cargas admissíveis de referência para os diversos tipos de estacas, que são fornecidas em tabelas que adotam valores de base, como apresentados na tabela 5. A estaca hélice contínua de diâmetro de 60 cm suporta uma carga de 1450kN.

Tabela 5 - Características da Estaca Hélice Contínua

Ø	Carga de Trabalho		Espaçamento mínimo		Seção Transversal	Superfície Lateral	Volumes		Perímetro
			Entre eixos	Eixo divisa			Teórico	+25%	
cm	KN	tf	cm	cm	cm ²	m ² /m	m ³ /m	m ³ /m	cm
30	350	35	75	100	707	0,942	0,071	0,088	94,2
35	500	50	90	100	962	1,100	0,096	0,120	110,0
40	650	65	100	100	1.257	1,257	0,126	0,157	125,7
50	1.000	100	130	100	1.964	1,571	0,196	0,245	157,1
60	1.450	145	150	100	2.827	1,885	0,283	0,353	188,5
70	2.000	200	175	100	3.848	2,199	0,385	0,481	219,9
80	2.600	260	200	100	5.027	2,513	0,503	0,628	251,3
90	3.300	330	225	100	6.362	2,827	0,636	0,795	282,7
100	4.000	400	250	100	7.854	3,142	0,785	0,982	314,2

Fonte: Esteio Engenharia - Acesso em 16 de outubro de 2022

Para a determinação do número de estacas é feito a divisão da carga exercida pelo pilar pela carga admissível adotada para a estaca, por fim arredonda-se para um número inteiro imediatamente superior, como pode ser visto na tabela abaixo.

Tabela 6 - Número de estacas por pilar

Pilar	Nd (kN)	Quantidade de estacas	Quantidade de estacas corrigido
P1	2023,2	1,40	2
P2	3219,2	2,22	3
P3	1810,8	1,25	2
P4	1810,8	1,25	2
P5	3219,2	2,22	3
P6	2023,2	1,40	2
P7	3574,4	2,47	3
P8	6406,4	4,42	5
P9	5344	3,69	4
P10	5344	3,69	4
P11	6406,4	4,42	5
P12	3574,4	2,47	3
P13	3555,2	2,45	3
P14	5176,6	3,57	4
P15	4318,6	2,98	3
P16	4318,6	2,98	3
P17	5176,6	3,57	4
P18	3555,2	2,45	3
P19	3574,4	2,47	3
P20	6406,4	4,42	5
P21	3699,2	2,55	3
P22	3699,2	2,55	3
P23	6406,4	4,42	5
P24	3574,4	2,47	3
P25	2023,2	1,40	2
P26	3219,2	2,22	3
P27	1641,6	1,13	2
P28	1641,6	1,13	2
P29	3219,2	2,22	3
P30	2023,2	1,40	2
			Σ94

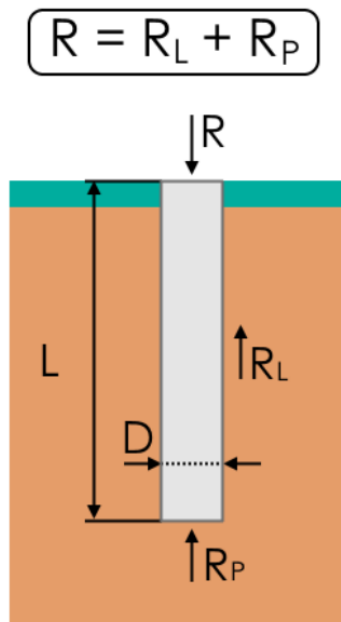
Fonte: Elaborado pelo autor

4.2 - Comprimento De Estaca

Em posse da quantidade de estacas necessárias para transferir a carga de toda a estrutura advinda dos pilares para o solo, se faz necessário calcular o comprimento das estacas que precisam ter comprimento adequado para cumprirem sua função de distribuir os esforços.

Neste trabalho em específico será utilizado o método Aoki-Velloso para o dimensionamento do comprimento das estacas, método apresentado em 1975 por Nelson Aoki e Dirceu de Alencar Velloso. Neste método semiempírico, caracteriza-se a resistência do conjunto solo/estaca, considerando a carga de ponta e a carga lateral que são transferidas da estaca para o solo, por meio de tentativas de cálculos com diversos comprimentos encontra-se o comprimento necessário para a carga que será distribuída.

Figura 11 - Esquema de transferência de carga da estaca para o solo



Fonte: Suporte AltoQi - Acesso em 15 de outubro de 2022

A seguir temos as equações que definem a resistência unitária de ponta (r_p) e a resistência unitária lateral (r_l):

$$r_p = \frac{K * N_p}{F_1} \quad (6)$$

$$r_l = \frac{\alpha * K * N_l}{F_2} \quad (7)$$

Sendo o coeficiente K e a razão de atrito α dependentes do tipo de solo. N_p é o valor do N_{spt} na cota da ponta da estaca. N_l é o valor do N_{spt} da camada de solo que está sendo avaliada. Os valores dos fatores de correção F_1 e F_2 dependem do tipo de estaca a ser utilizado. Os valores de referência citados acima podem ser vistos nas tabelas abaixo.

Tabela 7 - Valores dos fatores de correção para F_1 e F_2

Fatores de correção F_1 e F_2 – Aoki-Velloso (1975)		
Tipo da estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada	1,75*	2 F_1
Escavada	3,00	2 F_1

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 8 - Valores para K e α

Coeficiente K e razão de atrito α – Aoki-Velloso (1975)		
Tipo de solo	K (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10,00	1,40
Areia siltosa	8,00	2,00
Areia silto-argilosa	7,00	2,40
Areia argilosa	6,00	2,80
Areia argilo-siltosa	5,00	3,00
Silte	4,00	3,00
Silte arenoso	5,50	2,20
Silte areno-argiloso	4,50	2,80
Silte argiloso	2,30	3,40
Silte argilo-arenoso	2,50	3,00
Argila	2,00	6,00
Argila arenosa	3,50	2,40
Argila areno-siltosa	3,00	2,80
Argila siltosa	2,20	4,00
Argila silto-arenosa	3,30	3,00

1,0 MPa = 10 kgf/cm²

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

É interessante destacar que em outras bibliografias podem ser encontrados valores diferentes, visto que outros pesquisadores como Alonso, Laproviterra e Monteiro testaram e aprimoraram os fatores de correção e coeficientes. Neste trabalho, em específico, serão utilizados os valores das tabelas previamente apresentadas.

De acordo com as expressões de resistência de ponta e de resistência lateral, apresentadas acima, temos a fórmula que estima a capacidade de carga de uma estaca, como observada abaixo:

$$R = r_p * A_p + \frac{S}{F2} \sum (\alpha * K * Nl * \Delta l) \quad (8)$$

Em que: A_p é a área de ponta da estaca, S é o perímetro da estaca e Δl é o comprimento da camada de solo em estudo.

No método Aoki-Velloso, a capacidade de carga total que a estaca suporta tem de ser o dobro da capacidade que a estaca suporta naturalmente e a carga que será distribuída pelas laterais da estaca deve ser de 80% da capacidade naturalmente suportada pela estaca, de acordo com a NBR 6122

(ABNT 2019) – “Projeto e execução de fundações”. Portanto a capacidade de carga total suportada da estaca a ser considerada será de 2900 kN e a carga distribuída pelas laterais a ser considerada será de 1160 kN. Utilizando as equações apresentadas acima e os valores obtidos no relatório de sondagem pode-se calcular o comprimento das estacas necessário para o projeto.

Conforme pode ser observado na planilha abaixo, a profundidade de solo analisada no relatório de sondagem não foi suficiente para a determinação do comprimento da estaca para que possa suportar a carga da estrutura do prédio. Nesse caso, como o relatório de sondagem não informa as características do solo abaixo dos 18 metros, vamos supor uma terceira camada de solo de Silte Areno-Argiloso, pouco compacto a compacto, vermelho claro, de 11 metros de profundidade, N_{spt} da camada de solo de $N_I=25$ e N_{spt} na cota da ponta da estaca de $N_p=36$.

Tabela 9 - Aplicação do Método Aoki-Velloso

i	$\Delta l(m)$	α	$K(KN/m^2)$	N_I	$f_{m\acute{a}x}(KN/m^2)$	$K_p(KN/m^2)$	N_p	$q_{p,r}(KN/m^2)$	$A_{s,i}(KN)$	$Q_{s,r,i}(KN)$	$\sum Q_{s,r,i}(KN)$	$Q_{p,r}(KN)$	$Q_r(KN)$	Status
1	9,45	0,020	800	6,60	15,09	450	11	1414,29	17,81	268,73	268,73	399,82	668,54	Ñ OK
2	8,55	0,028	450	13,75	24,75	450	28	3600,00	16,12	398,89	667,62	1017,72	1685,34	Ñ OK
3	11	0,028	450	25,00	45,00	450	36	4628,57	20,73	933,08	1600,69	1308,50	2909,19	OK
L total	29,00										>1160 OK		>2900 OK	

Fonte: Elaborado Pelo Autor

Por fim, segundo o método Aoki-Velloso a profundidade a ser aplicada para as estacas é de 29 metros.

4.3 - Dimensionamento Dos Blocos De Coroamento

Em posse do número de estacas de cada pilar e seus comprimentos, deve ser feito o dimensionamento dos blocos de coroamento, que tem como função conectar as estacas com o pilar. As dimensões e o formato do bloco dependem de quantas estacas cada pilar tem para suporte, cada formato tendo seus cálculos específicos. Quando os blocos apresentam o mesmo número de estacas, mas em pilares que possuem cargas diferentes, pode-se calcular individualmente o bloco para o seu dimensionamento, sendo assim o método mais econômico. Porém neste trabalho, será dimensionado o bloco com determinado número de estacas com maior tensão e seu dimensionamento será utilizado para todos os outros blocos com a mesma quantidade de estacas, isso acarreta maior custo para a fundação, porém gera maior facilidade de execução em campo, assim como maior segurança para a fundação.

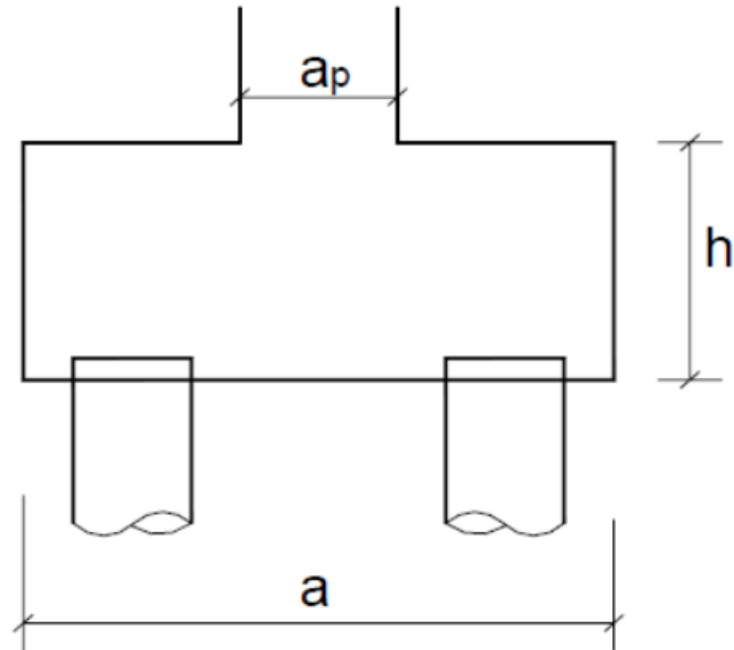
Para o dimensionar os blocos de coroamento, a NBR 6118 (ABNT, 2014) – “Projetos de estruturas de concreto – Procedimento” exige que sejam respeitadas algumas condições específicas. Há uma comparação da altura do bloco com a relação entre os lados do bloco e do pilar que devem ser seguidas, como indicam as equações abaixo:

$$h > \frac{a-ap}{3} \quad (9)$$

$$h > \frac{b-bp}{3} \quad (10)$$

Sabendo que h é a altura do bloco de coroamento, a e b são a maior e menor dimensão do bloco e ap e bp são a maior e menor dimensão do pilar, respectivamente, como mostrado na imagem abaixo:

Figura 12 - Dimensões do pilar e do bloco



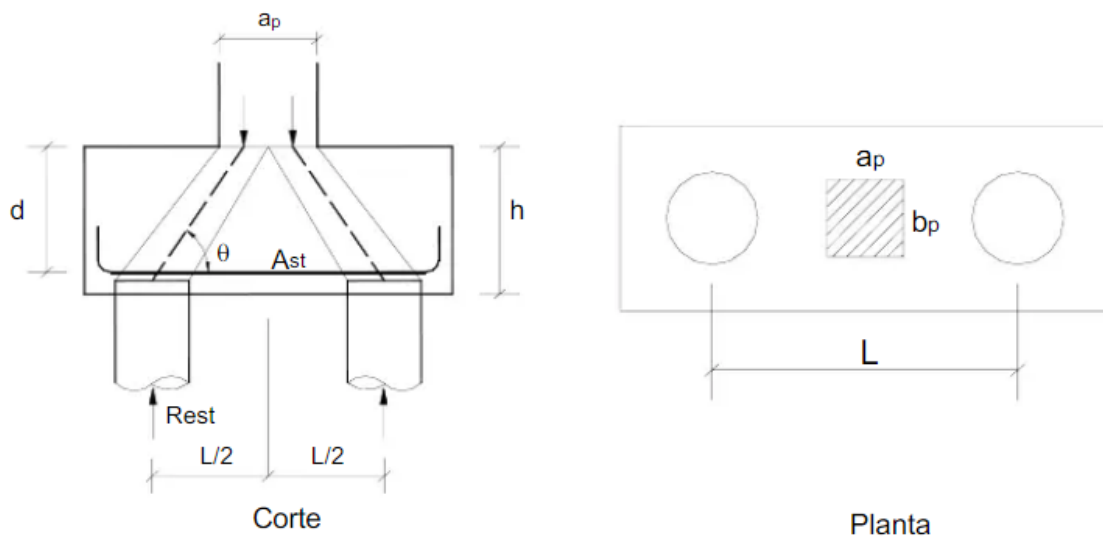
Fonte: Alva, 2007

É preciso também se atentar com a biela comprimida, que é o espaço de concreto que fica entre a estaca e o pilar que suportam uma alta carga de compressão que advém dos esforços que são transferidos do pilar para a estaca. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) – “Projetos de estruturas de concreto – Procedimento”, deve-se seguir uma angulação de 40° a 55° entre o plano horizontal e a biela comprimida para que se tenha um bom e seguro funcionamento do bloco de coroamento. Assim como também deve ser respeitado os cobrimentos do bloco, que devem ser de 15 cm de cobertura de concreto entre as estacas e a borda do bloco e 5 cm de cobertura de concreto entre a armação do bloco e sua base.

4.3.1 - Dimensionamento Dos Blocos Com 2 Estacas

Os pilares P1, P3, P4, P6, P25, P27, P28 e P30 são os pilares com blocos que possuem 2 estacas. Dimensionaremos este estilo de bloco nos baseando nos pilares P1, P6, P25 e P30, pois são os pilares que apresentam maior carga, sendo a carga de 2023,2 kN. A figura abaixo é uma representação de um bloco com 2 estacas e auxilia na dedução da equação que dá o valor para o ângulo θ .

Figura 13 - Esquema para cálculo de θ para bloco com 2 estacas



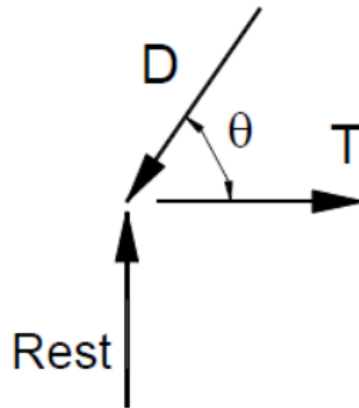
Fonte: Alva, 2007

Sabendo que "d" é o valor de "h" sem o cobrimento de 5 cm e "L" é a distância entre os eixos das estacas que, de acordo com a tabela 5, tem o valor de 1,5 m para hélice contínua. A partir dessas informações pode-se deduzir a equação abaixo:

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{ap}{4}} \quad (11)$$

Uma vez considerado o equilíbrio de forças no nó junto à estaca:

Figura 14 - Forças do nó junto à estaca



Fonte: Alva, 2007

Sabendo que “D” é a tensão na biela comprimida, “Rest” é o esforço de reação da estaca e “T” é a força de tração no tirante na base do bloco de coroamento. A partir dessa relação é possível deduzir a equação para cálculo de “T”:

$$T = \frac{Rest}{tg\theta} \quad (12)$$

Utiliza-se a equação abaixo para determinar a área de aço necessária no tirante do bloco, uma vez que se encontrou o valor de “T”:

$$Ast = \frac{T}{fyd} \quad (13)$$

Sendo “Ast” a área de aço necessária, fyd o valor de escoamento de cálculo do aço e coeficiente de segurança de 1,15.

Neste trabalho serão adotadas para uso barras de aço CA50 de 16mm de diâmetro para o dimensionamento dos blocos de coroamento. Após feitas as considerações acima, foi feito o dimensionamento dos blocos com 2 estacas, gerando a tabela a seguir:

Tabela 10 - Dimensionamento de bloco com 2 estacas

a (cm)	b (cm)	h >	h >	h (cm)	tg θ	θ (°)	Rest (kN)	T (kN)	As (cm ²)	N barras
240	90	68,3 3	23,3 3	75	1,05 7	46, 6	1011,6 0	957,4 1	22,02	10,95

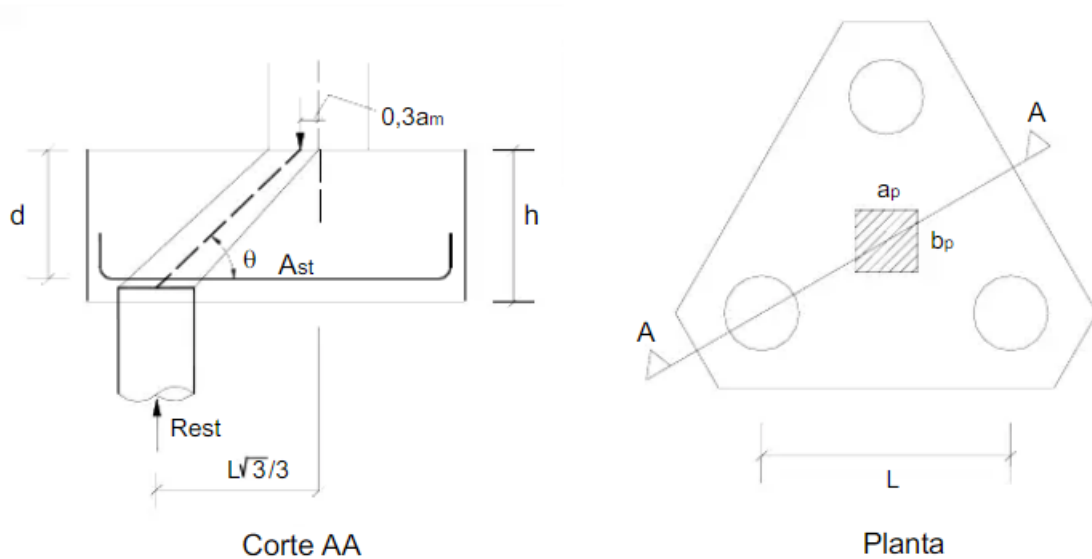
Fonte: Elaborado pelo autor

Portanto, para cada bloco de coroamento com 2 estacas serão empregadas 11 barras, cada uma medindo 2,4 metros. Temos um total de 8 blocos com 2 estacas, então no total serão utilizadas 88 barras para este estilo de bloco.

4.3.2 - Dimensionamento Dos Blocos Com 3 Estacas

No dimensionamento do bloco com 3 estacas será utilizado o mesmo raciocínio, porém no caso de blocos com 3 estacas teremos de escolher uma configuração das estacas no bloco, pois há várias maneiras diferentes de se posicionar as estacas que podem alterar na quantidade final de aço. Os pilares com blocos que possuem 3 estacas são P2, P5, P7, P12, P13, P15, P16, P18, P19, P21, P22, P24, P26 E P29. Os pilares que servirão de modelo para o dimensionamento dos blocos serão os pilares P15 e P16, pois são os que apresentam maior carga, sendo de 4318,6 kN. Foi definido neste trabalho que a configuração a ser adotada será com as estacas formando um triângulo equilátero, cada uma se distanciando 1,5 metros uma da outra. A partir do esquema abaixo podemos obter os dados necessários para calcular θ .

Figura 15 - Esquema para cálculo de θ para blocos com 3 estacas



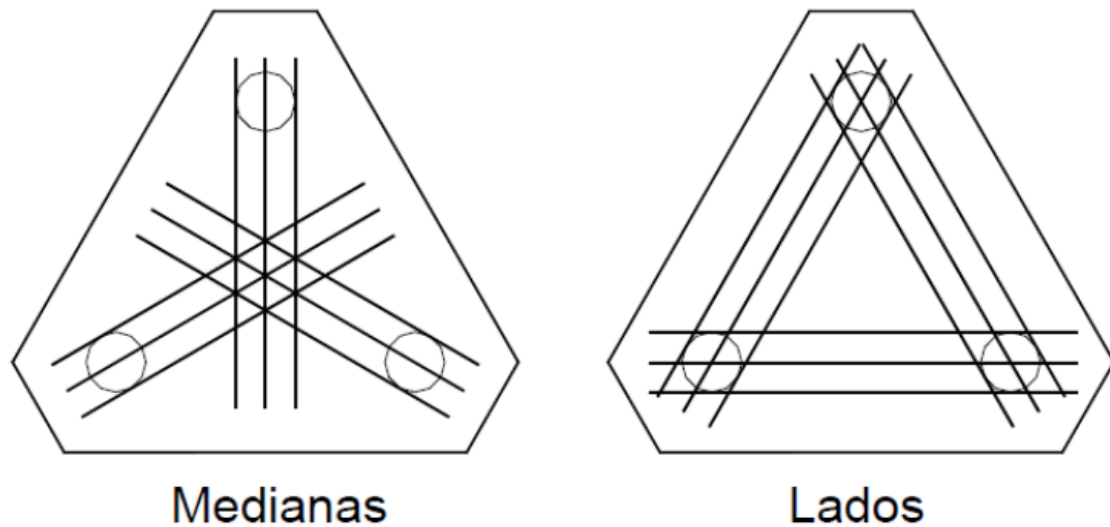
Fonte: Alva, 2007

Com essas informações pode-se deduzir a equação que define o valor do ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L*\sqrt{3}}{3} - 0,3*am} \quad (14)$$

Onde "am" é o menor lado do pilar. Para calcular a tração no tirante será utilizada a equação 12 e para calcular a área de aço que será utilizada para os blocos de 3 estacas será aplicada a equação 13. Porém, a área de aço calculada desta forma só é aplicada para quando as barras serão dispostas no mesmo sentido na biela comprimida. Essa disposição apresenta uma execução prática mais difícil se comparada a uma disposição seguindo os lados do triângulo, como visto no esquema abaixo:

Figura 16 - Esquema de armação no bloco com 3 estacas



Fonte: Alva, 2007

No projeto em questão será utilizada a disposição da armação seguindo os lados do triângulo, apresentando uma equação diferente para encontrar o valor da tração, sendo a seguinte:

$$T' = \frac{T \cdot \sqrt{3}}{3} \quad (15)$$

Para o cálculo da área de aço será utilizada a seguinte equação:

$$A_{st} = \frac{T'}{f_{yd}} \quad (16)$$

Após feitas as suposições acima, foi feito o dimensionamento dos blocos com 3 estacas, gerando a tabela abaixo:

Tabela 11 - Dimensionamento dos blocos com 3 estacas

h (cm)	tg θ	θ (°)	Rest (kN)	T (kN)	T' (kN)	As (cm ²)	N barras
90	1,055	46,6	1439,53	1365,08	788,13	18,13	9,02

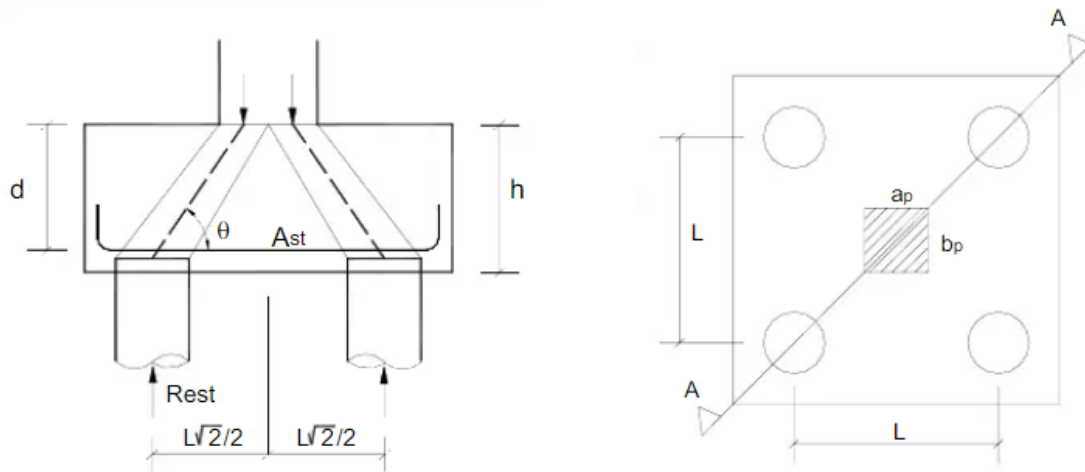
Fonte: Elaborado pelo autor

Portanto, para cada lado do triângulo serão necessárias 10 barras. Em cada bloco de coroamento com 3 estacas serão empregadas 30 barras, cada uma medindo 2,4 metros. Tem-se um total de 14 blocos com 3 estacas, então no total serão utilizadas 420 barras para este estilo de bloco.

4.3.3 - Dimensionamento Dos Blocos Com 4 Estacas

Os pilares P9, P10, P14 e P17 são os pilares com blocos que possuem 4 estacas. Será dimensionado este estilo de bloco baseando-se nos pilares P9 e P10, pois são os pilares que apresentam maior carga, sendo a carga de 5344kN. Assim como nos casos anteriores, será definida uma disposição para as estacas, que será um quadrado com uma estaca em cada vértice. Para a definição de θ , usaremos como base o esquema abaixo:

Figura 17 - Esquema para cálculo de θ para blocos com 4 estacas



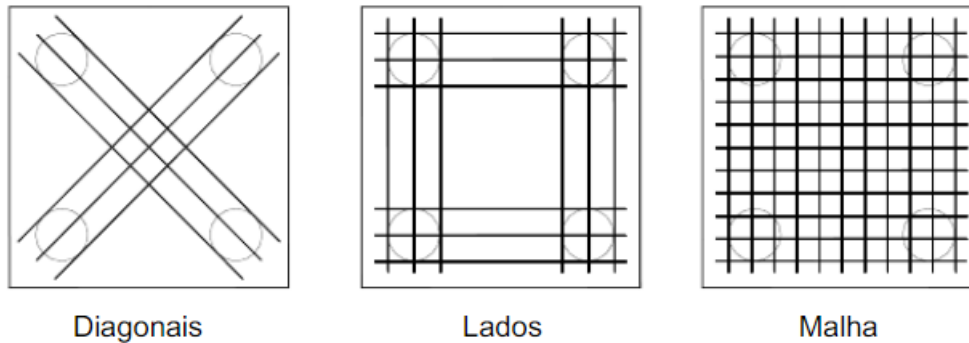
Fonte: Alva, 2007

Com o esquema acima, é possível a equação que dá o valor de θ :

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L \cdot \sqrt{2}}{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{4} \cdot am} \quad (17)$$

Para calcular o valor da tração do tirante e da área do aço a ser empregada, deve-se definir qual disposição será adotada para a armação dos aços, que podem ser aplicadas no sentido das diagonais, dos lados ou em malha, como pode ser visto na figura abaixo. Neste trabalho será adotada a disposição das barras no sentido dos lados do quadrado.

Figura 18 - Disposição das armaduras para os blocos com 4 estacas



Fonte: Alva, 2007

Com a escolha da disposição das barras, temos a equação abaixo para calcular a tração nos lados do quadrado:

$$T' = \frac{T^* \sqrt{2}}{2} \quad (18)$$

Em posse do valor da tração T' , utiliza-se a equação 16 para cálculo da área de aço, sendo possível a elaboração da tabela abaixo que dimensiona os blocos com 4 estacas.

Tabela 12 - Dimensionamento dos blocos com 4 estacas

a (cm)	b (cm)	h >	h >	h (cm)	tg θ	θ (°)	Rest (kN)	T (kN)	T' (kN)	As (cm ²)	N barras
240	240	51,67	73,33	105	1,010	45,3	1336,00	1322,37	934,92	21,50	10,70

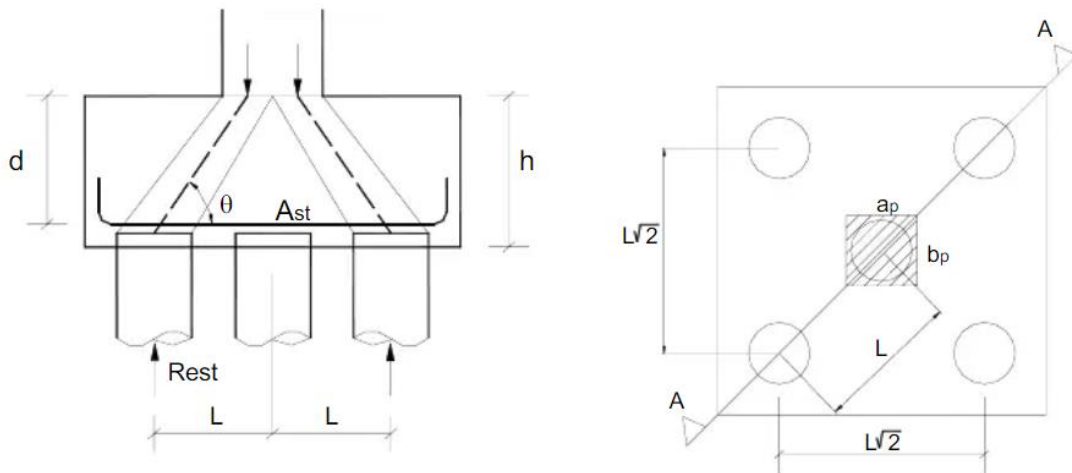
Fonte: Elaborado pelo autor

Portanto, para cada lado do quadrado são necessárias 11 barras, num total de 44 barras para cada bloco de 4 estacas. Na fundação existem 4 blocos com essa disposição, então no total serão utilizadas 176 barras de 2,4 metros cada.

4.3.4 - Dimensionamento Dos Blocos Com 5 Estacas

Os pilares P8, P11, P20 e P23 são os pilares que apresentam 5 estacas, e todos possuem a mesma carga de 6406,4kN. Das possíveis disposições para as 5 estacas tem-se que a maneira mais econômica e prática de dispô-las é com 4 estacas na periferia, formando um quadrado, e com a quinta estaca no centro do quadrado, com cada eixo de estaca da periferia distanciando 1,5m do eixo da estaca do centro. A disposição e o esquema para cálculo de θ podem ser vistos na figura abaixo:

Figura 19 - Esquema para cálculo de θ de blocos com 5 estacas



Fonte: Alva, 2007

A partir das informações acima é deduzida a equação para calcular θ :

$$tg\theta = \frac{d}{L - \frac{\sqrt{2}}{4} * am} \quad (19)$$

Para calcular a tração nos tirantes e a área de aço necessária usa-se a mesma equação que foi utilizada para blocos com 2 estacas. Essa tração, assim como ocorreu nos blocos com 3 e 4 estacas, corresponde a armadura quando posicionada na direção das bielas comprimidas. Neste trabalho, será utilizada a equação 18 para calcular a tração dos tirantes, uma vez que a armação de blocos com 5 estacas será posicionada nos lados dos quadrados. Com essas informações, pode-se elaborar a seguinte tabela para dimensionar os blocos com 5 estacas.

Tabela 13 - Dimensionamento dos blocos com 5 estacas

a (cm)	b (cm)	h >	h >	h (cm)	tg θ	θ (°)	Rest (kN)	T (kN)	T' (kN)	As (cm ²)	N barras
305	305	68,33	95,00	150	1,014	45,41	1281,28	1263,0	892,93	20,54	10,21

Fonte: Elaborado pelo autor

Portanto, serão utilizadas 11 barras em cada lado do quadrado, num total de 44 barras a cada bloco. No projeto existem 4 blocos com 5 estacas, então serão necessárias 176 barras de 3,05 metros para esta disposição de estacas. Está representada no Anexo C a planta baixa com os blocos e estacas.

4.4 - Dimensionamento Das Cintas

Para que haja equilíbrio entre os blocos de duas estacas serão utilizadas cintas de travamento, essas cintas ligam blocos a outros blocos, travando-os em duas direções e servindo como apoio. Serão aplicadas cintas de seção transversal de 50x20cm com taxa mínima de armadura de 0,208%, ou seja, 2,08 cm² de aço, sendo 2 barras com diâmetro de 16mm. A representação das cintas pode ser visualizada no Anexo C.

4.5 - Comprimento De Ancoragem

Para que exista aderência entre o aço e o concreto, deve existir um comprimento de ancoragem suficiente que evite que o aço seja arrancado do concreto, pois as barras em concreto armado são sujeitas principalmente a esforços de tração. O comprimento mínimo de ancoragem ($l_{b,nec}$) pode ser calculado pela seguinte equação:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,efet}} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\varphi \\ 100mm \end{cases} \quad (20)$$

O coeficiente α corresponde a existência ou não de um gancho na ponte da barra, tendo o valor de 0,7 para barras retas sem o gancho e de 1 para barras que possuem o gancho. $A_{s,calc}$ corresponde ao valor da área de aço calculada, $A_{s,efet}$ representa o valor que será efetivamente usado de área de aço e l_b é o comprimento de ancoragem que é obtido de acordo com a tabela abaixo, sabendo que o concreto utilizado nos blocos será de 30 Mpa.

Tabela 14 - Comprimentos de ancoragem

Concreto	CA - 25 (Barras lisas)	CA - 50 (Barras nervuradas)	CA - 60 (Barras entalhadas)
C 10	78,1Ø	69,4Ø	133,8Ø
C 15	59,6Ø	53,0Ø	102,1Ø
C 20	49,2Ø	43,7Ø	84,3Ø
C 25	42,4Ø	37,7Ø	72,6Ø
C 30	37,5Ø	33,4Ø	64,3Ø
C 35	33,9Ø	30,1Ø	58,0Ø
C 40	31,0Ø	27,5Ø	53,1Ø
C 45	28,6Ø	25,5Ø	49,4Ø
C 50	26,7Ø	23,7Ø	45,8Ø

Fonte: CARVALHO, 2015

Com os dados apresentados, foram calculados os comprimentos de ancoragem para cada tipo de blocos de coroamento. Os resultados são apresentados na tabela abaixo e as armaduras podem ser observadas em detalhes no Anexo C.

Tabela 15 - Comprimento de ancoragem para cada tipo de bloco

TIPO DE BLOCO	Ac,calc (cm ²)	Ac,efet (cm ²)	lb,nec (cm)	lb utilizado (cm)
2 estacas	22,02	22,12	37,24	40
3 estacas	18,13	20,11	33,72	40
4 estacas	21,50	22,12	36,36	40
5 estacas	20,54	22,12	34,74	40

Fonte: Elaborado pelo autor

5 - ORÇAMENTO DA FUNDAÇÃO

Após feito o dimensionamento da fundação, é feito o orçamento com os custos dela, considerando os materiais e serviços que serão utilizados em sua execução. O cálculo dos custos deste trabalho será baseado na tabela SINAPI – Sistema Nacional de Índices da Construção Civil, que é um banco de dados com os preços de serviços e insumos utilizados na construção com os preços de serviços e insumos utilizados na construção civil, atualizado mensalmente e dividido por estados, que é mantida pela Caixa Econômica Federal e pelo IBGE.

Neste trabalho será feita uma comparação de custos com o mesmo projeto executado em estacas pré-moldadas que foi realizado no ano de 2021, e outra comparação com o mesmo projeto realizado no ano de 2022, considerando a variação de preço dos insumos e serviços, assim como a inflação durante o período. A tabela a ser utilizada será a referente a São Paulo e pode ser encontrada no site da Caixa Econômica Federal (www.caixa.gov.br). As composições a serem utilizadas serão as que mais se aproximarem dos serviços que serão executados.

Para a execução das estacas hélice contínua, a composição mais próxima encontrada na tabela SINAPI foi o item 100653 "ESTACA HÉLICE CONTINUA, DIAMETRO DE 70 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MINIMA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO, DESMOBILIZAÇÃO E BOMBEAMENTO)", com preço unitário por metro de R\$ 322,88 para o ano de 2021 e de R\$ 417,72 para o ano de 2022, apresentando as composições abaixo:

Tabela 16 - Composições para orçamento de estaca hélice contínua

43360	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 220 +/- 30 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
90674	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 268 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015
90675	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 268 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015
90776	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
90778	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
95579	MONTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 16,0 MM. AF_11/2016
95584	MONTAGEM DE ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,3 MM. AF_11/2016
97913	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M ³ , EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO (UNIDADE: M3XKM). AF_07/2020
100973	CARGA, MANOBRÁ E DESCARGA DE SOLOS E MATERIAIS GRANULARES EM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M ³ - CARGA COM PÁ CARREGADEIRA (CAÇAMBA DE 1,7 A 2,8 M ³ / 128 HP) E DESCARGA LIVRE (UNIDADE: M3). AF_07/2020

Fonte: SINAPI, 2022

O projeto em questão conta com um total de 94 estacas de 29 metros cada, sendo um total de 2726 metros de estaca hélice contínua.

Para a escavação dos blocos de coroamento, foi utilizado o item 96520 “ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA”, com preço unitário por m³ de escavação de R\$ 86,60 para o ano de 2021 e R\$ 103,44 para o ano de 2022, apresentando a seguinte composição:

Tabela 17 - Composições para escavação dos blocos de coroamento

5678	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHP DIURNO. AF_06/2014
5679	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHI DIURNO. AF_06/2014
88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES

Fonte: SINAPI, 2022

Para seguir com o orçamento, é preciso calcular a quantidade de m³ que serão escavados, que é o valor da soma do volume de todos os tipos de blocos de coroamento. Os blocos com 2 estacas possuem volume de 1,62m³ e compreendem 8 unidades, num volume total de 12,96m³. Os blocos com 3 estacas possuem volume de 3,33m³ e compreendem 14 unidades, num volume total de 46,6 m³. Os blocos de 4 estacas possuem volume de 6,05m³ e compreendem 4 unidades, num volume total de 24,20m³. Os blocos com 5 estacas possuem volume de 13,95m³ e compreendem 4 unidades, num total de 55,8m³. Por fim, tem-se o volume total dos blocos de coroamento com valor de 139,56m³.

Para a escavação das cintas, também é preciso levantar o volume total que estas possuem. As cintas apresentam seção transversal de 50cm x 20cm, e seu comprimento total é de 45 metros, portanto o volume total das cintas é de 4,5m³. Para esta atividade, foi encontrado o item 96524 “ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA”, com preço unitário por m³ de R\$ 162,72 para o ano de 2021 e 183,94 para o ano de 2022, apresentando as composições abaixo:

Tabela 18 - Composição para escavação das cintas

88309 PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
88316 SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
96245 MINIESCAVADEIRA SOBRE ESTEIRAS, POTENCIA LIQUIDA DE *30* HP, PESO OPERACIONAL DE *3.500* KG - CHP DIURNO. AF_04/2017
96246 MINIESCAVADEIRA SOBRE ESTEIRAS, POTENCIA LIQUIDA DE *30* HP, PESO OPERACIONAL DE *3.500* KG - CHI DIURNO. AF_04/2017

Fonte: SINAPI, 2022

Para o orçamento da armação dos blocos de coroamento, será utilizado o item 96548 “ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM – MONTAGEM” com preço unitário por kg de aço de R\$11,82 para o ano de 2021 e de R\$11,55 para o ano de 2022, apresentando a seguinte composição:

Tabela 19 - Composições para armação dos blocos de coroamento

39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA V ERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM
43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0, 01 KG/M)
88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
92796	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 16,0 MM, UTILIZADO EM ESTRUTURAS D IVERSAS, EXCETO LAJES. AF_12/2015

Fonte: SINAPI, 2022

No nosso projeto temos o levantamento das barras de aço feito em metros, porém a unidade de medida utilizada na tabela SINAPI é kg, portanto tem-se que fazer a conversão de unidades para realização do orçamento. De acordo com a ABNT NBR 7480: 2007 – “AÇO DESTINADO A ARMADURAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO – ESPECIFICAÇÃO”, a massa nominal da barra de aço CA50 com bitola de 16mm de diâmetro é de 1,578 kg/m. Foi feito o cálculo para a metragem total das barras do projeto, assim como a conversão, que podem ser visualizados na tabela abaixo:

Tabela 20 - Quantidade total de aço utilizado

Item	N barras	N barras total	Medida barra (m)	Metragem total (m)	Quantidade de aço (kg)
2 estacas	11	88	3,20	281,60	444,36
3 estacas	10	420	3,20	1344,00	2120,83
4 estacas	11	176	3,20	563,20	888,73
5 estacas	11	176	3,85	677,60	1069,25
Cintas	2	2	45,00	90,00	142,02
					Σ4665,2

Fonte: Elaborado pelo autor

O item mais compatível da tabela SINAPI para a concretagem dos blocos de coroamento é o item 96557 “CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA DE LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO”, com valor unitário por m³ de R\$381,56 para o ano de 2021 e de R\$424,57 para o ano de 2022, sua composição pode ser vista na tabela abaixo:

Tabela 21 - Composição para concretagem dos blocos de coroamento

1525 CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)
88309 PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
88316 SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES
90586 VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015
90587 VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015

Fonte: SINAPI, 2022

O volume de concretagem será o volume dos blocos de coroamento mais o volume das cintas, sendo de 144,1 m³.

Após todo levantamento, e tendo as quantidades calculadas, temos abaixo as tabelas com os orçamentos feitos. A Tabela 21 descreve o orçamento realizado em estaca pré-moldada no ano de 2021, considerando o item de código 100658 “ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO CENTRIFUGADO, SEÇÃO CIRCULAR, CAPACIDADE DE 100 TONELADAS, INCLUSO EMENDA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO)”, no valor por m de R\$246,44, considerando 94 estacas de 18 metros, com total de 1692 metros.

Tabela 22 - Orçamento da fundação em estaca pré-moldada em 2021

Código	Item	Descrição do Item	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Preço Total
100658	1	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO CENTRIFUGADO, SEÇÃO CIRCULAR, CAPACIDADE DE 100 TONELADAS, INCLUSO EMENDA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO)	m	1692	R\$ 246,44	R\$ 416.976,48
96548	2	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM	kg	4665,2	R\$ 11,82	R\$ 55.142,65
96520	3	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA	m ³	139,6	R\$ 86,60	R\$ 12.088,23
96557	4	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA – LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO	m ³	144,1	R\$ 381,56	R\$ 54.977,84
96524	5	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA	m ³	4,5	R\$ 162,72	R\$ 732,24
Σ						R\$ 539.917,44

Fonte: Trabalho de Conclusão de Curso da UNESP, “Projeto de Fundação de um Edifício Residencial de 20 Pavimentos em Araçatuba (SP)”, Eduardo Tripode de Oliveira

A tabela 22 descreve o orçamento realizado em estaca hélice contínua no ano de 2021, considerando os valores vigentes do período:

Tabela 23 - Orçamento da fundação em estaca hélice contínua em 2021

o	Item	Descrição do Item	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Preço Total
100653	1	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 70 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO, DESMOBILIZAÇÃO E BOMBEAMENTO)	m	2726,00	R\$ 322,88	R\$ 880.170,88
96548	2	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM – MONTAGEM	kg	4665,20	R\$ 11,82	R\$ 55.142,66
96520	3	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA	m ³	139,56	R\$ 86,60	R\$ 12.085,90
96557	4	“CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA DE LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO	m ³	144,10	R\$ 381,56	R\$ 54.982,80
96524	5	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA	m ³	4,50	R\$ 162,72	R\$ 732,24
Σ						R\$ 1.003.114,48

Fonte: Elaborado pelo autor

Por fim, a tabela 23 descreve o orçamento realizado em estaca hélice contínua no ano de 2022, considerando os valores praticados no período:

Tabela 24 - Orçamento da fundação em estaca hélice contínua em 2022

o	Item	Descrição do Item	Unidade	Quantidade	Preço Unitário	Preço Total
100653	1	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 70 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO, DESMOBILIZAÇÃO E BOMBEAMENTO)	m	2726,00	R\$ 417,72	R\$ 1.138.704,72
96548	2	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM – MONTAGEM	kg	4665,20	R\$ 11,55	R\$ 53.883,06
96520	3	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM RETROESCAVADEIRA	m ³	139,56	R\$ 103,44	R\$ 14.436,09
96557	4	“CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA DE LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO	m ³	144,10	R\$ 424,57	R\$ 61.180,54
96524	5	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, SEM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA	m ³	4,50	R\$ 183,94	R\$ 827,73
Σ						R\$ 1.269.032,13

Fonte: Elaborado pelo autor

Tem-se que o custo total para a fundação feita em estaca pré-moldada no ano de 2021 foi de R\$539.917,44. Se a fundação para o mesmo edifício fosse executada, no ano de 2021, em estaca hélice contínua o custo total seria de R\$1.003.114,48, um valor 85,79% maior em relação ao outro método de fundação. Se a fundação fosse realizada em estaca hélice contínua, porém no ano de 2022, o custo total seria de R\$1.269.032,13, um valor 26,51% maior em relação a execução do mesmo método no ano anterior.

6 - CONCLUSÃO

Conclui-se que no estudo de dimensionamento de fundações profundas, pode ser observado que cada caso possui suas peculiaridades, que envolvem desde a análise e investigação do solo até a escolha do tipo de fundação para determinado local e ocasião.

Em relação a escolha da fundação, deve ser feita a análise tendo em vista os processos executivos e limitações de cada tipo de estaca. Devido a maior concentração de construções nas cidades, as estacas pré-moldadas estão cada vez mais em desuso, pois o processo de cravação gera altos índices de vibração, o que é um grande empecilho para regiões muito habitadas. Nesse sentido à estaca hélice contínua tem ganhado cada vez mais aderência.

Em relação a capacidade de carga das fundações, é sabido que a estaca pré-moldada apresenta resistências maiores pelo fato de ser cravada, o que ocasiona confinamento de solo, já a hélice contínua apresenta deslocamento de solo, por ser escavada, tendo menor resistência. Esse aspecto fica nítido quando no dimensionamento das profundidades, considerando o mesmo diâmetro para ambas as estacas, à estaca hélice contínua necessita de 29 metros de profundidade para atingir a mesma resistência que a estaca pré-moldada atinge com 18 metros de profundidade. Pode ser observado também, em uma última comparação, o efeito da inflação no aumento de preços dos materiais e serviços de um ano a outro.

Em conclusão, mesmo sendo mais onerosa, à estaca hélice contínua vem sendo cada vez mais utilizada devido a limitação de edificações vizinhas próximas a obra. Se não fosse o caso, a estaca pré-moldada seria a escolha mais certa, devido a sua economia financeira. A comparação entre os dois métodos é válida e deve ser feita sempre considerando as reais necessidades da obra e não só o aspecto financeiro.

7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014. 238p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2019. 33p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2001. 17p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7229: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. Rio de Janeiro. 1992. 15p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Dimensionamento de Fundações Profundas. 3. Ed. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2003.

ALVA, G.M.S. Apostila "Projeto estrutural de blocos sobre estacas" Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

CARVALHO, Roberto Chust. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 4. ed. São Carlos: EdUFScar. 2015.

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

ELABORAÇÃO E APLICAÇÃO DE UMA METODOLOGIA DE QUALIFICAÇÃO PARA TRABALHADORES DA CONSTRUÇÃO CIVIL COM BASE NOS CONHECIMENTOS GERENCIAIS DA CONSTRUÇÃO ENXUTA. Disponível em: <https://www.pucgoias.edu.br>. Acesso em: 10 out. 2022.

ESTACAS RAIZ. Engesol. 2020. Disponível em: <https://www.engesol.eng.br/>. Acesso em: 13 out. 2022

FUSCO, Péricles Brasiliense. Estruturas de Concreto. 1. ed. São Paulo: Editora Pini, 1981.

OESTE ENGENHARIA. Perfil de sondagem SPT. Araçatuba, São Paulo, 2019.

OLIVEIRA, Eduardo Tripode. Projeto de Fundação de um edifício residencial de 20 pavimento em Araçatuba (SP). UNESP. São Paulo, 2021.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. Abastecimento de água. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

TUBULÕES – O que são? Execução, dimensionamento e mais. Total Construção. 2020. Disponível em: <https://www.totalconstrucao.com.br/>. Acesso em: 10 out. 2022

VIANA, Dandara. Ensaio SPT: aprenda como interpretar os resultados. Guia da Engenharia, 2019. Disponível em: www.guiadaengenharia.com/resultado-ensaio-spt. Acesso em: 10 out. 2022.

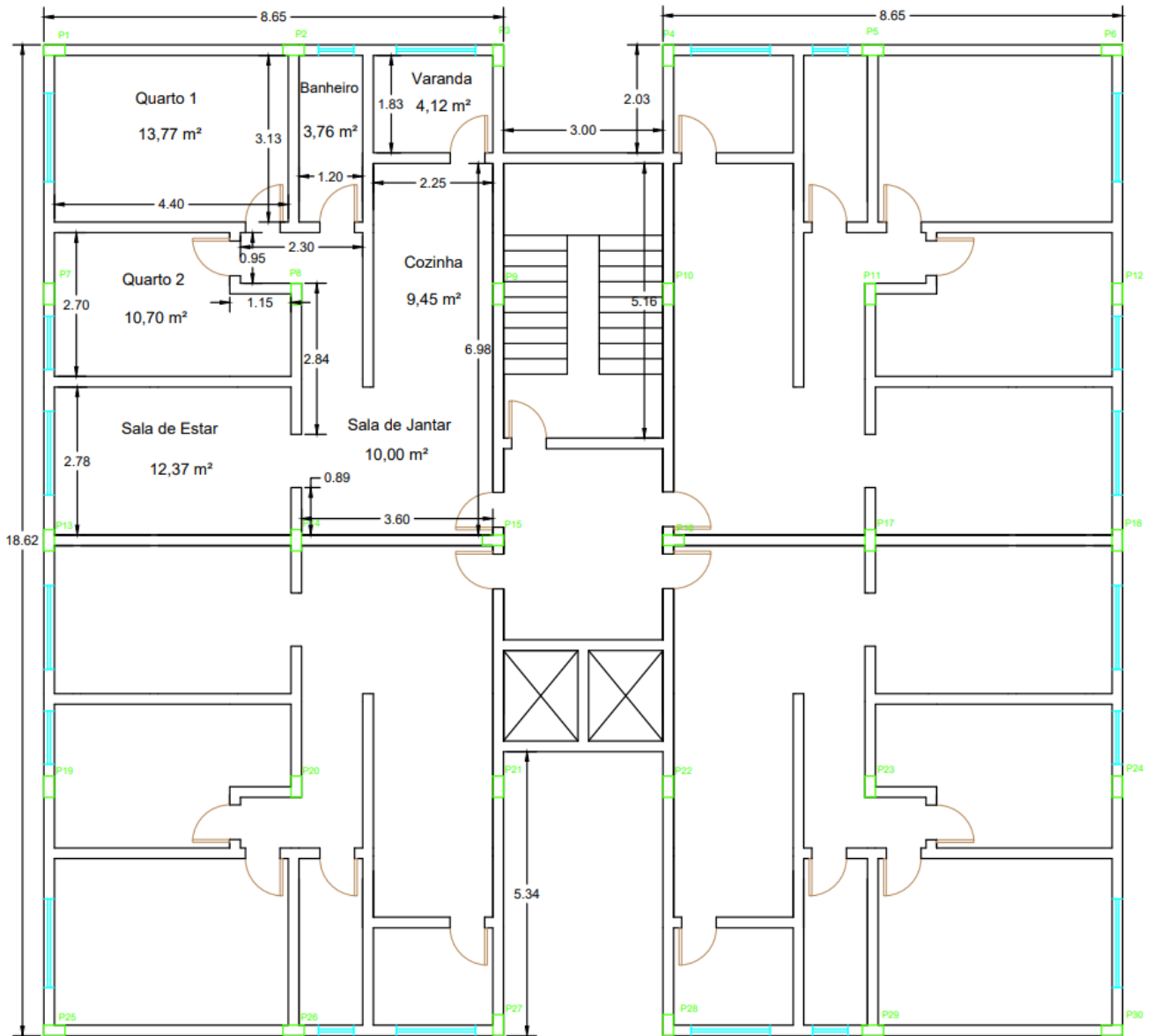
HÉLICE CONTÍNUA. Engenharia de Solos e Fundações. SOLO.NET. Disponível em: www.solonet.com.br/Duvidas/estaca_helice.htm/. Acesso em: 14 out. 2022

COELHO, Jéssica. Tipos de Fundação: quais os tipos mais utilizados? Projetoublog. Disponível em: <https://www.projetou.com.br/posts/tipos-de-fundacao/>. Acesso em: 14 out. 2022.

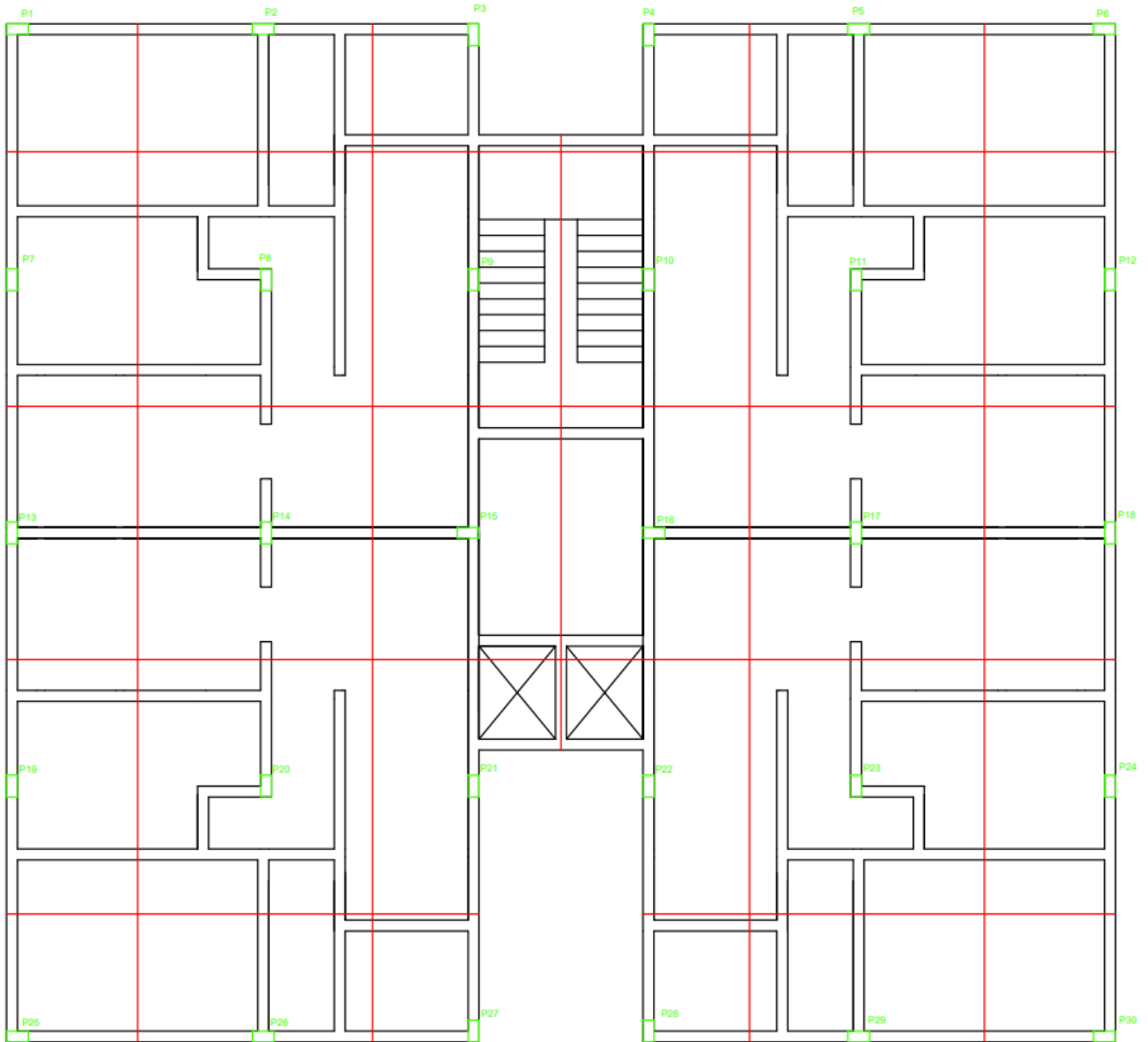
Características Estacas Hélice Contínua Monitoradas. Esteio Engenharia e Fundações. São Paulo. Disponível em: https://www.esteioengenharia.com.br/servicos/estacas_helice_continua_monitoradas/tabelas/. Acesso em: 15 out. 2022.

PINTOS, Fábio de Marchi. Estimativa da capacidade de carga das estacas com base no SPT. Suporte.altoqi. 2022. Disponível em: <https://www.suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115002187574-Estimativa-da-capacidade-de-carga-das-estacas-com-base-no-SPT>. Acesso em: 15 out. 2022.

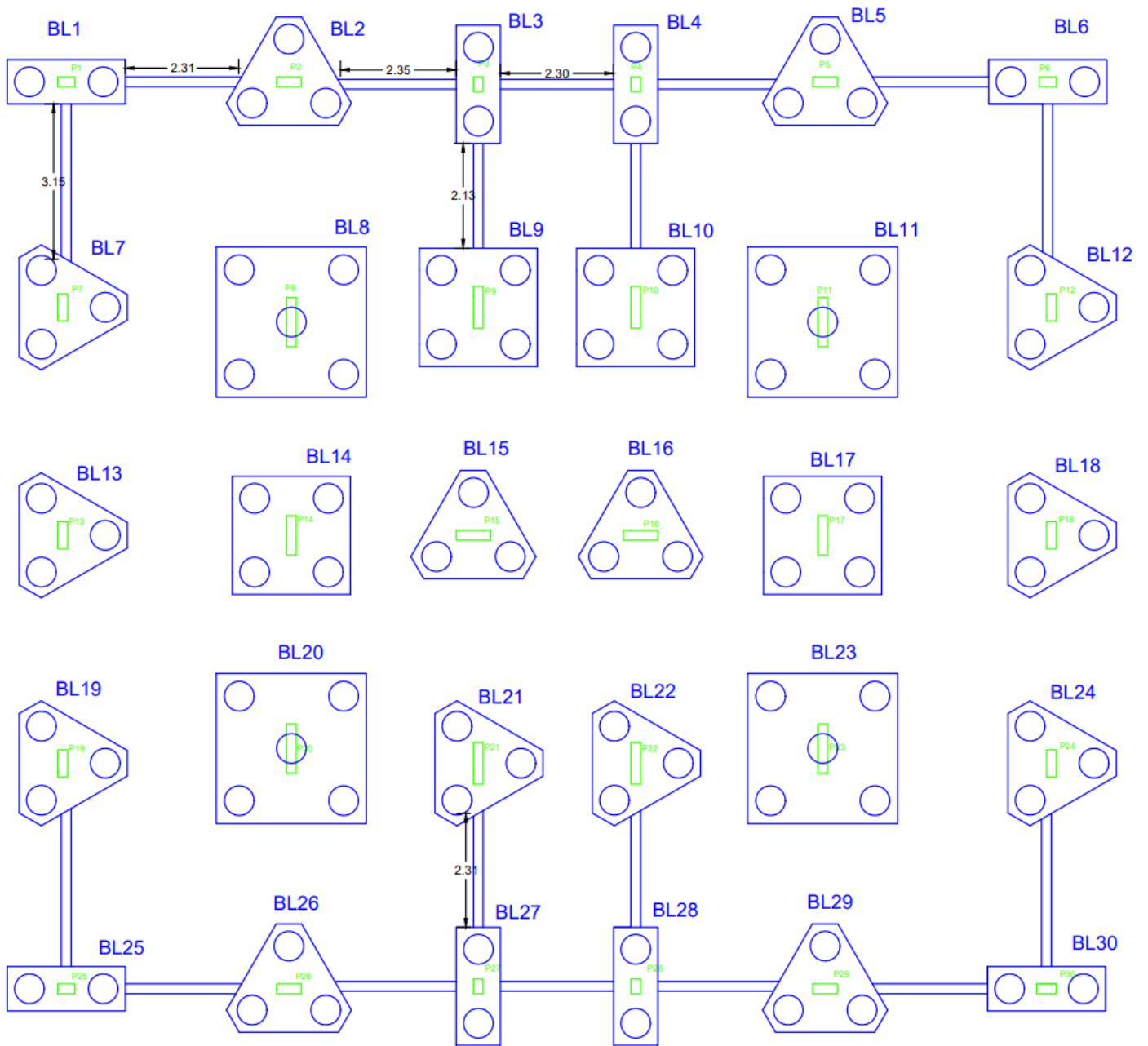
Anexo A: Planta Baixa com Pilares



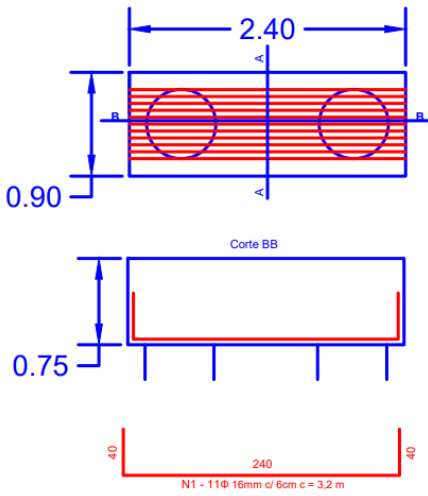
Anexo B: Planta Baixa com Áreas de Influência



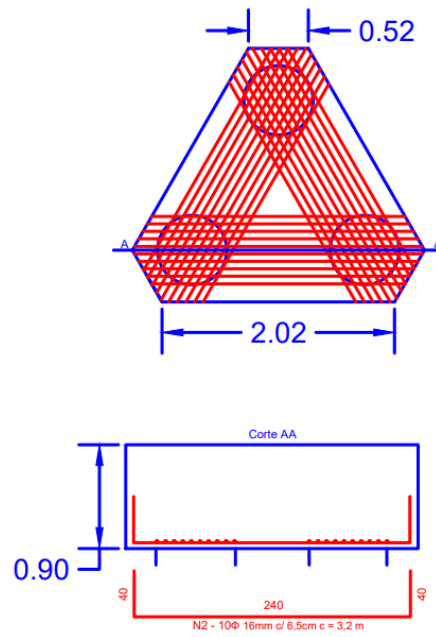
Anexo C: Estacas, Blocos, Cintas e Detalhamento da Armação Principal



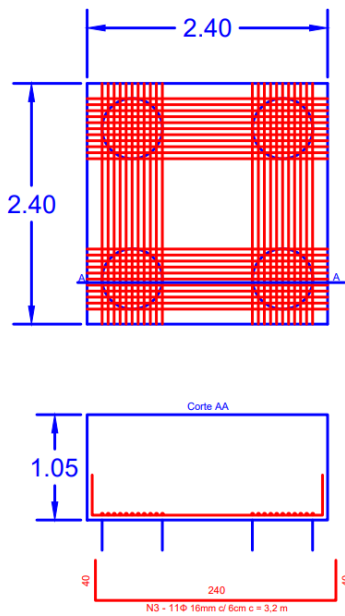
Bloco sobre 2 estacas



Bloco sobre 3 estacas



Bloco sobre 4 estacas



Bloco sobre 5 estacas

