

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

JOSÉ VICTOR VILANI NAMAN

**ESCOLHA DO TIPO E DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL DE 8 PAVIMENTOS NA CIDADE DE JOINVILLE (SC)**

**Ilha Solteira
2022**



JOSÉ VICTOR VILANI NAMAN

**ESCOLHA DO TIPO E DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL DE 8 PAVIMENTOS NA CIDADE DE JOINVILLE (SC)**

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

Orientador: Prof. Dr. Adriano Souza

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

N174e Naman, José Victor Vilani.
Escolha do tipo e dimensionamento da fundação para um edifício residencial de 8 pavimentos na cidade de Joinville (SC) / José Victor Vilani Naman. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022
77 f. : il.

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

Orientador: Adriano Souza
Inclui bibliografia

1. Fundação. 2. Sondagem. 3. Estaca hélice contínua. 4. Dimensionamento.


Raiane da Silva Santos
Supervisora Técnica de Seção
Seção Técnica de Referência, Atendimento ao usuário e Documentação
Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação
CRB/8 - 9999

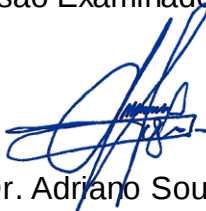
José Victor Vilani Naman

**ESCOLHA DO TIPO E DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO PARA UM
EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE 8 PAVIMENTOS NA CIDADE DE JOINVILLE (SC)**

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”, Câmpus de Ilha Solteira.

Aprovado em 13/10/2022

Comissão Examinadora



Prof. Dr. Adriano Souza
UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Artur Pantoja Marques
UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira



Profª MSc. Ágatha Stela de Moraes
Centro Paula Souza – Fatec – Araçatuba

Ilha Solteira, 13 de outubro de 2022

AGRADECIMENTOS

“Nada acontece até tudo acontecer!”

Com essa frase começo lembrando-me dos meus familiares que sempre me incentivaram nos momentos em que eu mais pensei em desistir, especialmente minha mãe e irmã que acompanharam toda a minha trajetória, antes de Ilha Solteira, o decorrer da graduação e essa etapa de conclusão me dando muita força, apoio e foram os principais motivos para eu chegar até aqui.

Não poderia me esquecer de agradecer aos amigos que fiz em todos esses anos de UNESP, que foram fundamentais e que contribuíram de maneira direta para eu me transformar na pessoa que sou hoje. Em especial meus amigos Marcelo Santana, Lucas Paschoaleto, Raphael Arounian e Natan Ramos que sempre me aconselharam e estiveram ao meu lado na maioria dos momentos. A toda república Cafundó, na qual vivi os 5 anos que fiquei em Ilha Solteira e aprendi muito o que é conviver com pessoas diferentes com vivências diferentes.

Agradeço também a minha namorada, Vivian, que nessa reta final me fez enxergar o porquê de escrever esse trabalho, que é justamente encerrar com chave de ouro uma trajetória que foi brilhante até aqui.

Finalizo, agradecendo meu orientador, Professor Adriano, que foi de extrema importância para que esse encerramento ocorresse da forma mais saudável e tranquila, fazendo com que esse ciclo seja lembrado com muito carinho.

RESUMO

Na realização de uma obra de engenharia civil, uma das principais decisões que devem ser tomadas são a escolha do tipo de fundação e o seu dimensionamento. Por essa etapa ser uma das primeiras, qualquer erro que ocorra impacta diretamente em todas as etapas seguintes. Tendo isto em mente, neste trabalho encontra-se uma possível solução para a escolha e dimensionamento da fundação de um edifício residencial hipotético, de 8 pavimentos, na cidade de Joinville/SC. Seguiu-se as seguintes etapas para chegar em um resultado: conhecimento mínimo sobre a região onde será realizada a obra, determinação do tipo de fundação, quantificação e cálculo do comprimento de projetos das estacas, dimensionamento dos blocos e cintas, finalizando com o orçamento. Por possuir uma boa resistência de carga e uma fácil execução, à estaca escolhida foi do tipo hélice contínua de 40 cm de diâmetro. Para determinação da cota de apoio utilizou-se um perfil de sondagem SPT de um terreno localizado na cidade de Joinville. No trabalho, foi aplicada a seguinte metodologia: quantificação das estacas por pilar seguindo a norma brasileira específica para projetos de fundação; já a determinação do comprimento de projeto foi baseada no Método de Aoki e Velloso (1975), que utiliza valores N que são obtidos por meio do perfil de sondagem SPT, como dito anteriormente. Os blocos sobre estacas e as cintas foram dimensionados seguindo normas específicas de dimensionamento de estruturas de concreto armado e de fundações. Finalizando, o orçamento levou em conta os serviços e materiais utilizados para a execução desse projeto de fundação, tomando como base os preços aplicados no mercado de construção civil. Verificou-se então que a fundação em estacas de hélice contínua, com o diâmetro proposto, atende as condições necessárias para garantir a segurança e facilidade na execução.

Palavras-chave: Fundação, Sondagem, Estaca Hélice Contínua, Dimensionamento.

ABSTRACT

In carrying out a civil engineering work, one of the main decisions that must be made is the choice of the type of foundation and its dimensioning. Because this step is one of the first, any error that occurs impacts directly on all of the following steps. With this in mind, this work finds a possible solution for the choice and design of the foundation of a hypothetical residential building, 8 floors, in the city of Joinville /SC. The following steps were followed to arrive at a result: minimum knowledge about the region where the work will be carried out, determination of the type of foundation, quantification and calculation of the length of pile projects, dimensioning of blocks and straps, ending with the budget. Because it has a good load resistance and an easy execution, the station chosen was of the continuous helix type of 40 cm in diameter. To determine the support quota, an SPT survey profile was used from a land located in the city of Joinville. In the work, the following methodology was applied: quantification of piles by pillar following the Specific Brazilian standard for foundation projects; the determination of the project length was based on the Aoki and Velloso Method (1975), which uses N values that are obtained through the SPT probing profile, as previously said. The pileblocks and straps were dimensioned according to specific standards of dimensioning of reinforced concrete structures and foundations. In conclusion, the budget took into account the services and materials used for the execution of this foundation project, based on the prices applied in the construction market. It was then verified that the foundation in continuous helix piles, with the proposed diameter, meets the necessary conditions to ensure safety and ease of execution.

Keywords: Foundation, Survey, Continuous Helix Pile, Dimensioning.

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Características dos equipamentos (Hélice Contínua).....	28
Tabela 3.2 – Cargas admissíveis e espaçamentos entre estacas.....	29
Tabela 4.1 – Coeficientes K_e propostos por Aoki e Velloso.....	35
Tabela 4.2 – Coeficiente F_1 e F_2	35
Tabela 4.3 – Armaduras e comprimentos mínimos para os tipos de estacas.....	38
Tabela 4.4 – Comprimentos de ancoragem básicos para barras de aço.....	40
Tabela 4.5 – Dimensões mínimas sugeridas para blocos com uma estaca.....	43
Tabela 4.6 – Diâmetros das barras e espaçamentos sugeridos para blocos com uma estaca.....	43
Tabela 4.7 – Diâmetros das barras sugeridos para blocos com duas estacas.....	46
Tabela 4.8 – Diâmetros das barras sugeridos para blocos com três estacas.....	49
Tabela 5.1 – Carga atuante, dimensões e número de estacas calculada e adotada em projeto.....	54
Tabela 5.2 – Cálculo de cota máxima das estacas.....	55
Tabela 5.3 – Planilha de orçamento para execução do projeto.....	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 – Esquema de execução do ensaio SPT.....	20
Figura 3.2 – Relatório SPT.....	21
Figura 3.3 – Gráficos da estaca.....	26
Figura 3.4 – Esquema de execução de estacas tipo Hélice Contínua.....	27
Figura 3.5 – Perfuratriz de estaca do tipo Hélice Contínua.....	28
Figura 3.6 – Esquema de representação das cargas na fundação.....	31
Figura 3.7 – Bielas de compressão no bloco de concreto sobre duas estacas.....	32
Figura 3.8 – Travamento feito com vigas baldrame.....	33
Figura 4.1 – Esquema de bloco sobre uma estaca.....	42
Figura 4.2 – Posição das armaduras para blocos de uma estaca.....	44
Figura 4.3 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre duas estacas.....	44
Figura 4.4 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com duas estacas.....	47
Figura 4.5 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre três estacas.....	47
Figura 4.6 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre quatro estacas.....	50
Figura 4.7 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com quatro estacas...	51
Figura 5.1 – Esquema 3D do Edifício Residencial.....	52
Figura 5.2 – Esquema do pavimento tipo.....	53

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CPT – Cone Penetration Test

CPT-U – Piezocone Penetration Test

EUA – Estados Unidos da América

NBR – Norma Brasileira

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

SPT – Standard Penetration Test

SPT-T – Standard Penetration Test with Torque Measurements

Sumário

1. INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS	15
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
3.1. História das Fundações	17
3.2. Fundações	17
3.3. Investigações Geotécnicas.....	18
3.3.1. Standard Penetration Test – SPT	19
3.4. Fundações Rasas	22
3.4.1. Blocos de Fundação	22
3.4.2. Sapatas	22
3.4.3. Radier	23
3.5. Fundações Profundas	23
3.5.1. Tubulões	24
3.5.2. Estacas.....	24
3.6. Capacidade de Carga em Estacas	30
3.6.1. Prova de Carga	30
3.6.2. Métodos Semiempíricos.....	30
3.7. Elementos de Transição	32
4. MATERIAIS E MÉTODOS	34
4.1. Metodologia	34
4.2. Materiais.....	34
4.3. Determinação do Comprimento de Projeto	34
4.4. Volume de Concreto	37
4.5. Dimensionamento Estrutural e Detalhamento das Estacas.....	37
4.6. Dimensionamento e Detalhamento de Blocos	38
4.6.1. Bloco sobre uma Estaca	41
4.6.2. Bloco sobre duas Estacas	44
4.6.3. Bloco sobre três Estacas	47
4.6.4. Bloco sobre quatro Estacas.....	49
4.7. Dimensionamento das Cintas	51
5. Dimensionamento do Projeto	52
5.1. Escolha da Fundação	52
5.2. Número de Estacas	53
5.3. Comprimento de Projeto das Estacas	54

5.4. Volume de Concreto	55
5.5. Dimensionamento Estrutural das Estacas	56
5.6. Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos	56
5.6.1. Blocos sobre três estaca	57
5.6.2. Blocos sobre quatro estacas	60
5.7. Dimensionamento das Cintas	64
5.8. Orçamento	65
6. Discussões	66
7. Conclusões	67
8. Referências Bibliográficas	69

1. INTRODUÇÃO

Quando tratamos do tema fundações na engenharia civil, se faz necessário saber que nos referimos a uma estrutura com a função de transmitir os esforços solicitantes da superestrutura ao solo. Este conceito teve início a partir do momento que o homem deixou de ser nômade e passou a instalar-se em locais, onde se fizeram necessárias construções que perdurassem por certo tempo, tornando o estudo das fundações uma forma de prevenir possíveis patologias, que, se não observadas desde o início da obra tornam-se mais difíceis de serem corrigidas e mais custosas (NÁPOLES NETO *et al.*, 2019).

Nápoles Neto *et al.* (2019) comenta que no período Mesolítico as residências eram simples cabanas de madeira apoiadas em montes de terra chatos e largos. Já, na idade dos metais, o homem adquiriu a capacidade de construir ferramentas que perfurassem o solo para receber essa estrutura que é a fundação, contudo o solo que recebia essas cargas, na maior parte das vezes, colapsava. Foi a partir do início de estudos mais detalhados sobre a mecânica dos solos, no período renascentista, que as fundações passaram a ser enfatizadas e, apenas na idade contemporânea que essa ciência tomou forma, com “Karl Terzaghi”, e vem se modernizando.

As fundações são classificadas em superficiais ou profundas. A NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2022) define que as fundações superficiais ou rasas, são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno pelas pressões distribuídas sob a sua base, como exemplo têm-se as sapatas, os blocos, as vigas de fundação e os “radiers”. Por sua vez, as fundações profundas são as que transmitem a carga da estrutura para o solo através da sua base (ponta) ou pela sua parede lateral (fuste), ou ainda, por essas duas parcelas combinadas. As estacas são um exemplo desse tipo de fundação.

Neste trabalho, o projeto foi desenvolvido para um edifício residencial de 8 pavimentos, na cidade de Joinville (SC), com o auxílio de softwares, normas técnicas e o laudo de sondagem SPT do terreno, que foram fundamentais para a obtenção da capacidade de carga (Q_r) e do comprimento de projeto das estacas (L_p). Diversas consultas e estudos foram realizados para a realização do dimensionamento estrutural deste projeto, que foram pautados nas normas NBR 6118 (ABNT, 2014)

voltada ao dimensionamento de estruturas de concreto e a NBR 6122 (ABNT, 2022) destinada ao dimensionamento geométrico das fundações.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Principal

O objetivo deste trabalho foi o dimensionamento do projeto de fundação para um edifício residencial de 8 pavimentos na cidade de Joinville (SC).

2.2. Objetivos Específicos

Para alcançar o presente objetivo deste trabalho, se teve como objetivos específicos:

- Realização de uma breve descrição da sondagem SPT;
- Escolha do tipo de fundação para o edifício em estudo em função da planta de pilares com suas respectivas cargas e o perfil de sondagem SPT do terreno;
- Apresentação de um resumo dos tipos de fundações utilizadas no Brasil e as suas respectivas aplicações;
- Dimensionamento geométrico das estacas (estaqueamento);
- Determinação do comprimento de projeto das estacas;
- Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento das estacas, e
- Elaborar um orçamento para as estacas.

2.3. Organização do Trabalho

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi dividido em sete capítulos e a referência bibliográfica, da seguinte maneira:

Capítulo 1 - Introdução: Apresentação da justificativa e importância deste trabalho;

Capítulo 2 - Objetivos: Definição dos objetivos principal e específicos;

Capítulo 3 - Revisão Bibliográfica: Embasamento teórico acerca da investigação do subsolo por ensaio SPT, dos tipos de fundações em especial a estaca hélice contínua e da determinação da capacidade de carga;

Capítulo 4 - Materiais e Métodos: Apresentação do embasamento teórico para a escolha da fundação, o dimensionamento do estaqueamento, a determinação do comprimento de projeto das estacas por método semiempírico e o dimensionamento estrutural dos blocos de coroamento;

Capítulo 5 – Dimensionamento do Projeto: Escolha da fundação, dimensionamento do estaqueamento, cálculo do comprimento de projeto das estacas, determinação do volume de concreto, dimensionamento estrutural das estacas, dimensionamento estrutural e detalhamento dos blocos de coroamento e orçamento do custo para realização do projeto proposto.

Capítulo 6 - Discussões: Apresentação dos resultados obtidos e a discussão dos mesmos.

Capítulo 7 - Conclusões: Com base no desenvolvimento, são apresentadas as conclusões sobre o dimensionamento e o desenvolvimento deste trabalho de graduação.

Capítulo 8 - Referências bibliográficas.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. História das Fundações

Os conhecimentos acumulados ao longo do tempo, que baseiam os conceitos de fundações, assim como a superestrutura, tiveram seu início na pré-história. Sendo assim, é possível entender o porquê a infraestrutura era idealizada de acordo com técnicas e métodos que haviam sido experimentados ao longo da história. Logo, com o surgimento de novas obras, utilizavam-se técnicas e conceitos que já haviam sido realizados (NÁPOLES NETO *et al.*, 2019).

Com os avanços que aconteceram nos estudos do solo, mesmo que progressivos, as grandes contribuições passaram a surgir a partir do século XIX no âmbito da geotecnia. Sendo devidamente introduzida e teorizada no mundo da engenharia no século XX por Karl Terzaghi, conhecido como o pai da Mecânica dos Solos, e que foi um dos seus maiores contribuintes (ALONSO, 2019a).

3.2. Fundações

Dentro da construção civil existem diversos elementos estruturais, sendo as fundações um deles, que tem como função transmitir as cargas presentes na superestrutura para o solo. Conhecida também como a infraestrutura da obra, o dimensionamento das fundações é uma das primeiras, se não a primeira fase de uma obra de construção civil. São muito importantes para garantir a segurança contra a ruptura, que está relacionada aos estados limites últimos e contra recalques admissíveis, que se dão a partir dos estados limites de serviço.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) comenta que as fundações podem ser divididas em superficiais ou rasas e profundas. Fundações superficiais ou rasas transmitem as cargas diretamente para o terreno através das pressões distribuídas pela sua base, sendo que a profundidade dessa fundação com relação ao terreno deve ser inferior a 2 vezes a menor dimensão de fundação. Isso só é possível quando as camadas superiores de solo apresentam capacidades de carga que atendam as condições necessárias. Já as fundações profundas transmitem a carga ao terreno pela base

(resistência de ponta) ou pela sua superfície lateral (resistência de fuste), ou por uma combinação das duas, tendo que ter a sua ponta ou base em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, sendo no mínimo igual a 3 metros.

Para a realização de um projeto adequado e bem planejado, é necessário que o engenheiro projetista tenha conhecimento de algumas informações importantes. Tais informações são:

- Topografia da área: através de levantamentos topográficos, dados sobre erosões, entre outros;
- Dados geológicos/geotécnicos;
- Dados da estrutura: ações, tipo de uso etc.;
- Dados sobre construções vizinhas (QUARESMA *et al.*, 2019).

Sendo apenas uma indicação geral, cada obra necessita de uma série de elementos que podem ser diferentes para cada caso, como por exemplo, para obras marítimas o estudo sobre as marés é de suma importância.

3.3. Investigações Geotécnicas

Para possibilitar que o engenheiro conheça o material com o qual vai trabalhar, é necessário realizar alguns ensaios “in situ”, para escolher e dimensionar adequadamente a fundação necessária. Esses ensaios têm a função de identificar e classificar o tipo de solo presente no local em que será realizada a obra. Existem também ensaios laboratoriais, sendo usados em situações mais exclusivas como no caso de solos coesivos. Abaixo é possível conhecer alguns dos muitos ensaios executados nas obras de engenharia civil (QUARESMA *et al.*, 2019):

- Ensaios de carregamento de placa – provas de carga;
- Ensaio de penetração de cone com medidas de pressão neutra – CPT-U;
- Ensaio de penetração de cone – CPT;
- “Standard Penetration Test” com medidas de torque – SPT-T;
- “Standard Penetration Test” – SPT;

No Brasil, o mais utilizado é o ensaio SPT e os outros ensaios são utilizados quando existe a necessidade de obter maiores informações sobre o subsolo. O custo envolvido para a realização do ensaio é levado em consideração para a escolha de qual será utilizado.

3.3.1. Standard Penetration Test – SPT

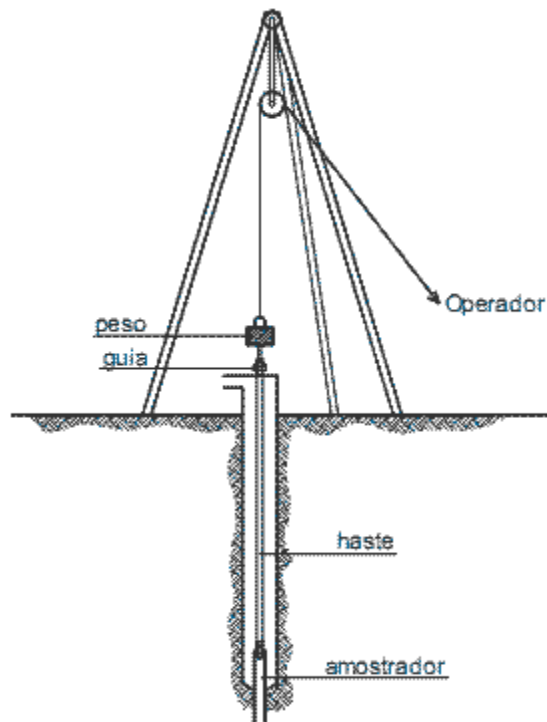
Por ser o ensaio mais utilizado no Brasil, será abordado de forma mais aprofundada. É um tipo de sondagem que mede a resistência do solo metro a metro, levando em conta a profundidade perfurada, sendo capaz de determinar as seguintes características do solo:

- O tipo do solo, retirado pelo amostrador (amostra deformada);
- A resistência, com relação ao número de golpes realizados, medida pelo parâmetro “N”;
- Posição do nível d’água.

Este ensaio é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2020) e consiste na cravação de um amostrador padrão no solo, através da queda livre de um peso (martelo) de 65 kg que fica posicionado e cai de uma altura de 75 cm. Esse esquema está demonstrado na Figura 3.1 (QUARESMA *et al.*, 2019).

Essa sondagem é determinada a partir de pontos posicionados de acordo com a necessidade que a obra exige. São estimadas normalmente distâncias que variam entre 15 e 30 metros. Com relação ao procedimento, é feita a cravação do amostrador em uma profundidade de 45 cm no solo, a partir disso, é contado o número de golpes que são necessários para sua penetração a cada segmento de 15 cm. Nos últimos 30 cm, realiza a soma dos golpes necessários determinando-se o valor de “N” para a profundidade em questão.

Figura 3.1 – Esquema de execução do ensaio SPT

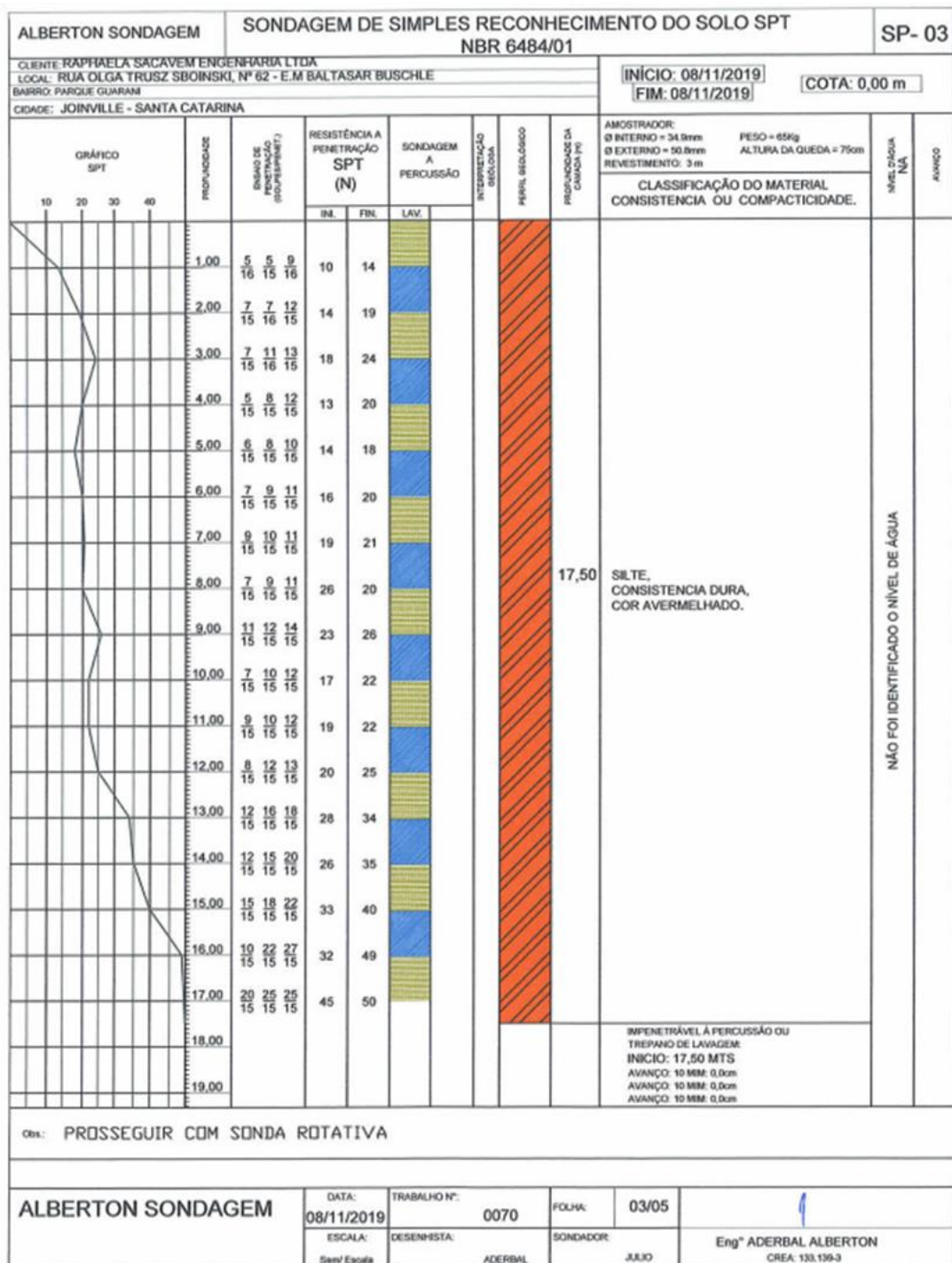


Fonte: Blogspot (2022a).

Depois dessa etapa, o amostrador é retirado e a amostra presente em seu bico é armazenada, caso sejam observadas mudanças do tipo de solo no corpo do amostrador, estas também devem ser armazenadas (QUARESMA *et al.*, 2019). Caso o nível de água seja encontrado, anota-se a sua profundidade, e trata-se de uma importante fator e determinante na escolha do tipo de fundação a executar.

Já a profundidade que deve ser atingida, varia com relação ao tipo de obra. A NBR 6484 (ABNT, 2020) define os valores mínimos necessários. Portanto, esse processo prossegue até que a profundidade mínima indicada seja atingida, posteriormente é confeccionado um relatório que contém as informações obtidas e descreve a realidade do subsolo estudado, como mostrado na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Sondagem de simples reconhecimento do solo



Fonte: Alberton Sondagem (2019).

Através dos diversos pontos realizados na sondagem, é possível estabelecer também o perfil do solo ao longo do terreno. Com todos esses dados levantados, pode-se calcular a devida fundação de forma segura e eficaz.

3.4. Fundações Rasas

Os tipos de fundações rasas diferem conforme sua utilização, sendo exemplos dessas fundações: sapatas, blocos, viga de fundação, grelha, sapatas associadas e “radier”. As sapatas são usadas para cargas maiores e, por serem armadas, resultam em uma economia de concreto em relação aos blocos, que por geralmente não serem armados, são mais utilizados quando as cargas são pequenas e por serem mais econômicos. Já, os outros tipos apresentados são alternativas para situações em que os blocos ou as sapatas se sobrepõem ou quando é desejado uniformizar os recalques, para isso são necessárias associações que ocupam grandes áreas do terreno. Com relação ao “radier”, este é indicado quando a área total de fundação ultrapassa metade da área de construção (QUARESMA *et al.*, 2019). Pelo fato de o trabalho não ser baseado em uma fundação rasa, esses exemplos serão explicados de forma breve, mas não serão descritos os cálculos para o seu dimensionamento

3.4.1. Blocos de Fundação

Constituídos de concreto simples, apresentam alturas grandes e trabalham necessariamente à compressão. A grande altura acontece por conta de ser uma fundação dimensionada para que toda a tensão proveniente de tração seja absorvida pelo concreto, justamente para não existir a necessidade de armação. Podem ser escalonados ou em tronco de cone, similares a tubulões mais curtos, mas não são muito utilizados.

3.4.2. Sapatas

Comparadas aos blocos, possuem uma altura menor, sendo retangulares, quadradas ou corridas. Caso não seja possível de ser projetada isoladamente, podem ser associadas a outras sapatas, trabalhando a flexão. Se a sapata estiver localizada em uma divisa, se faz necessário a utilização de uma viga de equilíbrio, ou viga alavanca, para que o momento ocasionado pela excentricidade da carga seja absorvido e transformado em acréscimo de carga axial (ΔP) ao pilar de divisa e

alívio de carga axial ao pilar alavanca. A NBR 6122 (ABNT, 2022) considera que este alívio de carga axial do pilar alavanca seja no máximo de 50%, ou seja, $\Delta P/2$.

3.4.3. Radier

Como citado anteriormente, este tipo de fundação rasa, que se trata de uma laje de concreto armada em cruz, é usado quando os outros tipos avaliados definem áreas de base que ocupam uma área muito grande no projeto. Por conta de ter um consumo exagerado de concreto, sua utilização se torna limitada, sendo executado com pouca frequência. Conhecida, também, como sapata única, pois toda a carga da superestrutura é descarrega sobre ele.

3.5. Fundações Profundas

As estacas e os tubulões são exemplos de fundações profundas, que são utilizadas quando o solo onde será realizado o projeto não apresenta resistência suficiente para apoiar uma fundação rasa. Podem ser divididas em alguns tipos, sendo que as principais são: estacas, tubulões e caixões.

As estacas são caracterizadas por serem executadas manual ou mecanicamente, podendo ser cravadas à percussão, vibradas, escavadas, prensadas, e ainda ter uma composição mista dentre as citadas.

Os tubulões não diferem das estacas quanto a dimensão, porém é necessário que haja um operário que desça pelo menos na fase inicial de execução. Já os caixões são formas prismáticas concretadas na superfície e posteriormente instaladas por escavação interna (QUARESMA *et al.*, 2019).

A execução de uma fundação profunda é um ramo especializado da engenharia, sendo necessária a contratação de empresas que estejam aptas para realização de serviços adequados, sobre a vigência de normas técnicas, portanto, o projetista deve ter consciência das limitações da empresa e dos equipamentos que esta possui.

3.5.1. Tubulões

Visando uma maior segurança do trabalho, os tubulões estão cada vez mais caindo em desuso justamente pelo fato do trabalhador estar submetido a condições adversas com relação às boas práticas da engenharia.

Entretanto, é um tipo de solução que apresenta um baixo custo, possibilita a consulta direta do solo em que será apoiado, além de oferecer vibrações insignificantes ao terreno durante a sua execução, quando as edificações vizinhas precisam ser consideradas.

Para seu dimensionamento são utilizados métodos teóricos (Terzaghi ou Skempton) ou a partir do valor médio do SPT para o bulbo de tensões formado na base, equivalendo a duas vezes seu diâmetro da base, para determinar a tensão admissível, dada pela Equação 3.1 (ALONSO, 2019b). Isso se dá pelo fato das provas de carga ser muito raras, por conta das grandes cargas consideradas, gerando um grande custo.

$$\sigma_s \cong \frac{SPT_{médio}}{30} (Mpa) \quad (3.1)$$

3.5.2. Estacas

Encontradas em grande variedade de tipos e dimensões da área de sua seção transversal. Novos tipos de soluções surgem a todo o momento com a evolução dos estudos e dos materiais, principalmente do concreto. Estão divididas em dois grupos principais: as de deslocamento e as escavadas, sendo que as primeiras não promovem a retirada de solo da posição de origem, já as escavadas removem deixando um espaço para o preenchimento.

Como exemplos de estacas de deslocamento têm-se:

- Estacas metálicas;
- Estacas de madeira, e
- Pré-moldadas de concreto.

Já com relação aos tipos de estacas escavadas, temos as:

- Estacas Franki;
- Strauss;
- Escavadas com/sem lama bentonítica;
- Estacas broca;
- Hélice contínua;
- Estacas-raiz e microestacas.

Serão descritas de maneira mais detalhada as estacas hélice contínua, por ser a fundação escolhida para atender ao projeto em estudo, dada a sua alta capacidade de carga e fácil execução.

a. Histórico e Execução – Hélice Contínua

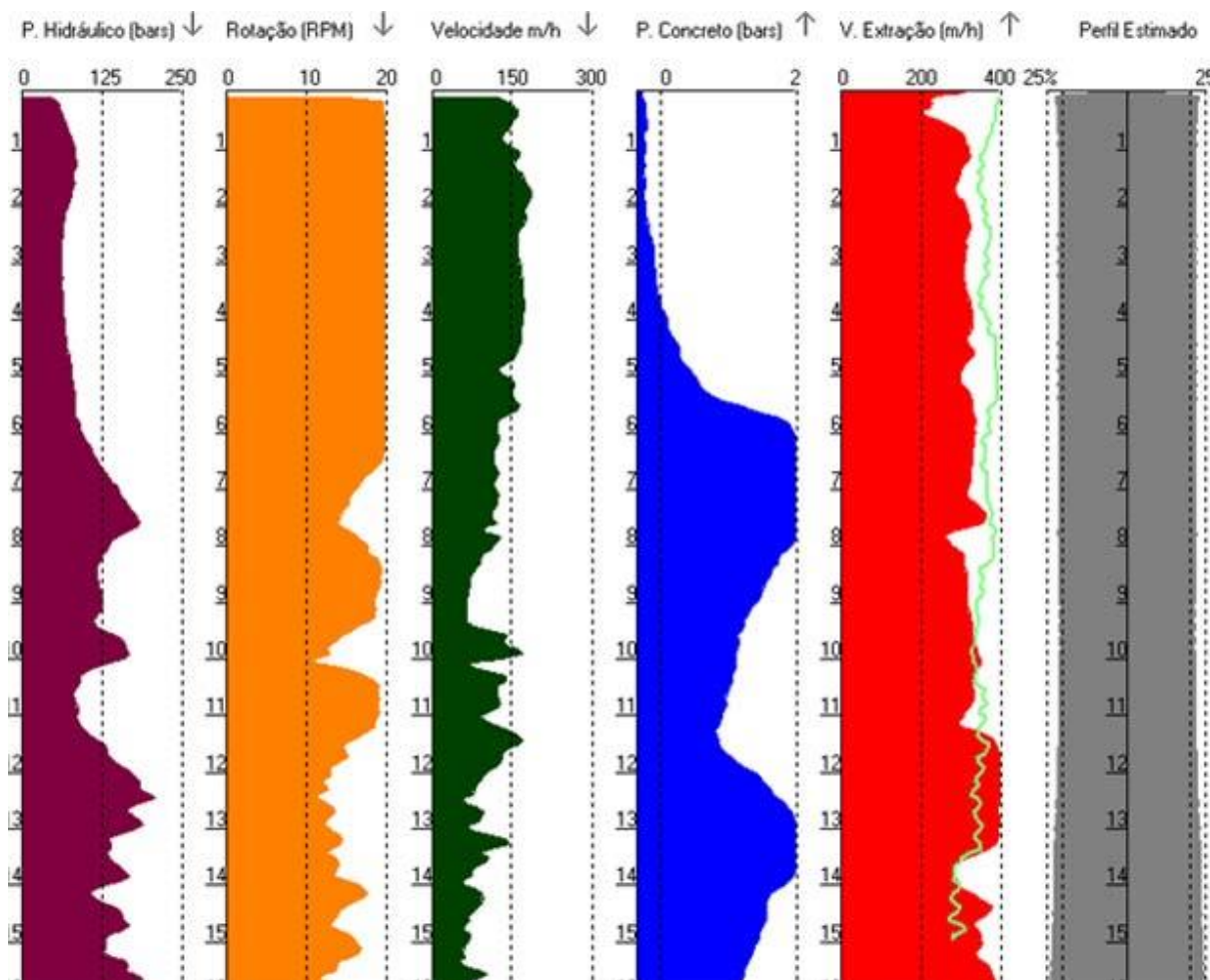
É um tipo de estaca de concreto moldado no local, sendo executada por meio da perfuração de um trado contínuo, que permanece dentro do furo durante todo processo sem a necessidade de ser retirado. Ao final dessa escavação, por meio da haste da perfuratriz é bombeado o concreto ao mesmo tempo em que é retirada do solo (QUARESMA *et al.*, 2019).

Essa estaca foi desenvolvida nos EUA, chegando ao Brasil em 1987, ou seja, apenas na década de 90, quando o maquinário europeu adentrou no mercado de construção civil trazendo uma maior tecnologia para o método executivo (QUARESMA *et al.*, 2019).

Tal método consiste na perfuração do solo pela haste da perfuratriz até que a profundidade de projeto seja atingida, tendo o auxílio de um software da própria perfuratriz que avalia durante todo processo os dados sobre as pressões no solo, a profundidade, inclinação da torre, o torque da haste e cria gráficos informativos, além de tudo isso, também constrói gráficos ao longo da concretagem, como mostrado na Figura 3.3, auxiliando o operador a ter o conhecimento de informações como a velocidade que a haste precisa ser levantada, para que não tenha

desperdício de concreto ou perda de qualidade na estaca. Também apresenta o volume de concreto acumulado.

Figura 3.3 – Gráficos da estaca



Fonte: Boaventura (2016).

Concluída a concretagem, com o auxílio de espaçadores, tipo pastilha ou roletes, a armadura é instalada sendo inserida dentro da estaca. Algumas informações são importantes de serem ressaltadas, como: afunilamento da extremidade inferior da armadura, facilitando sua imersão no concreto; as gaiolas devem ser constituídas de barras grossas e estribos helicoidal soldado. Esse processo executivo está demonstrado pela figura 3.4.

Figura 3.4 – Esquema de execução de estacas tipo Hélice Contínua



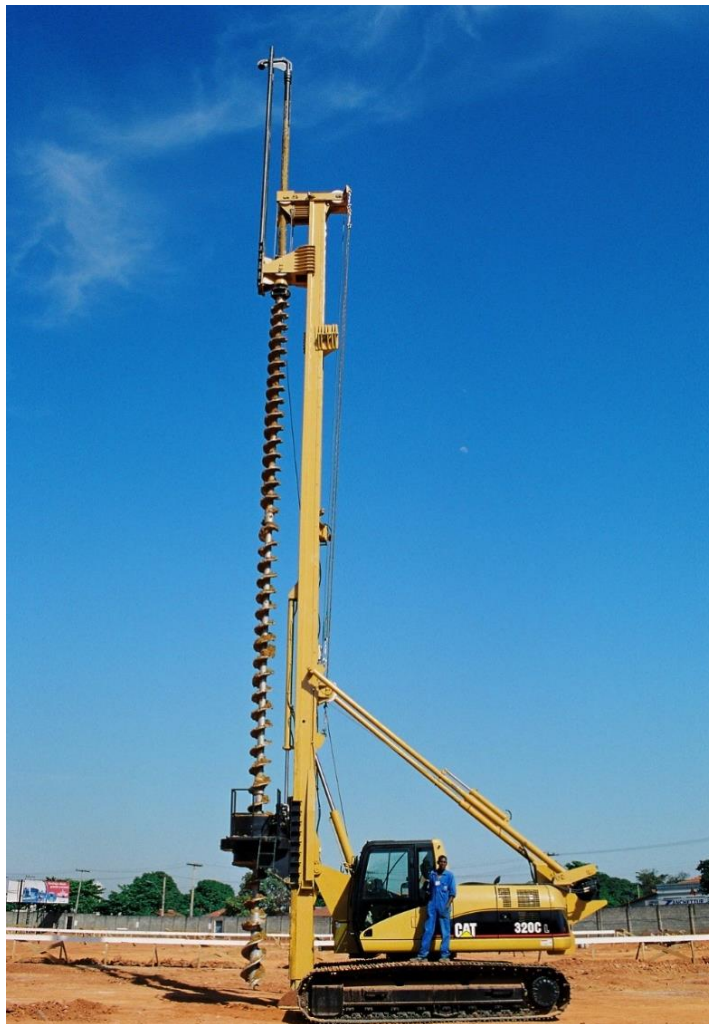
Fonte: Blogspot (2022b).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) define que fica a critério do projetista responsável pela obra a utilização de armação em estacas que estão sujeitas somente à compressão. Quando submetidas a outros esforços, é recomendado evitar emendas por transpasse e o uso de espirais no lugar dos estribos (QUARESMA *et al.*, 2019).

b. Equipamentos

A estaca tipo Hélice Contínua possui essa denominação por conta da sua execução, onde se utiliza uma perfuratriz que é suportada por uma torre metálica com duas guias em sua extremidade, como mostra a Figura 3.5, podendo a inferior ser substituída por um limpador de trado, mesa rotativa com acionamento hidráulico e/ou guincho, dependendo dos esforços requeridos.

Figura 3.5 – Perfuratriz de estaca do tipo Hélice Contínua



Fonte: <https://www.aegrupo.com.br/single-post/estaca-helice-continua>.

Com relação ao torque, diâmetro e profundidade característicos deste equipamento, a Tabela 3.1 apresenta esses dados. Já a Tabela 3.2, apresenta as cargas estruturais admissíveis e o espaçamento mínimo entre duas estacas de acordo com os respectivos diâmetros (QUARESMA *et al.*, 2019).

Tabela 3.1 – Características dos equipamentos (Hélice Contínua)

Torque (kNm)	Diâmetro (mm)	Profundidade (m)
35	275; 350; 425	15
80 a 150	≤ 800	24
≥ 160	≤ 1000	24

Fonte: Quaresma *et al.* (2019).

Tabela 3.2 – Cargas admissíveis e espaçamentos entre estacas

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

Fonte: Quaresma *et al.* (2019).

c. Vantagens

- Baixo índice de vibrações;
- Qualidade do concreto utilizado, não sendo utilizada lama bentonítica;
- Não causa descompressão no terreno;
- Elevada produtividade, e
- Versatilidade em relação aos tipos de terrenos possíveis de serem executados.

d. Desvantagens

- Exige grande disponibilidade de concreto;
- Limitações quanto ao comprimento da estaca e armação;
- Necessidade de pá-carregadeira ou *bobcat*, para remoção do material no topo da estaca, após a concretagem, e
- Necessidade de um número mínimo de estacas para cobrir custos.

e. Aplicações

São indicadas para obras que possuam edificações vizinhas, por conta justamente da baixa intensidade de vibração provocada pelos equipamentos, além do fato de não provocar descompressão no terreno, também usadas em obras com grande quantidade de estacas a serem executadas levando em conta a produtividade alcançada (QUARESMA *et al.*, 2019).

3.6. Capacidade de Carga em Estacas

3.6.1. Prova de Carga

Para se determinar a capacidade de carga quando o assunto é estacas, é muito comum a utilização das provas de carga. A carga admissível, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) e adotada por Alonso (2019b) é mostrada na Equação 3.2.

$$\bar{P} \leq \begin{cases} \frac{P'}{1,5} \\ \frac{PR}{2} \end{cases} \quad (3.2)$$

em que:

P' : carga correspondente a 1/1,5 daquela que produz o recalque admissível aceitável para a estrutura, e

PR : carga de ruptura da estaca (a menor entre a ruptura do material ou da transferência de carga para o solo).

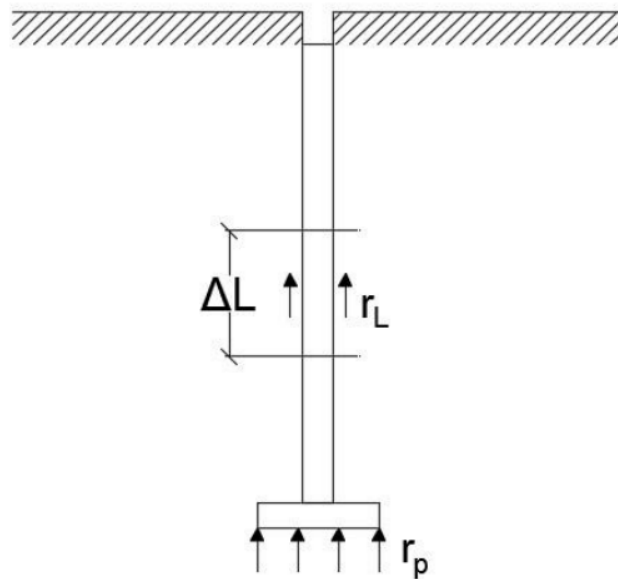
3.6.2. Métodos Semiempíricos

Alonso (2019a) comenta que os métodos teóricos não costumam apresentar bons resultados, quando levado em consideração a fundação em estacas. Isso acontece, segundo ele, por conta de alguns fatores que contam: com a dificuldade de saber com certeza o comportamento que cada faixa do terreno irá apresentar como as tensões e as condições de drenagem; dificuldade para determinar a

resistência de cisalhamento; uma grande variedade de processos executivos que possuem relevância nas tensões que agem sobre o solo; heterogeneidade do subsolo; não existência de simultaneidade entre as resistências de atrito e de ponta, ou seja, uma não se eleva ao mesmo tempo em que a outra; presença de fatores externos ou internos que causam uma mudança no movimento relativo entre o solo e estaca.

Tendo conhecimento disso, a utilização de fórmulas empíricas é mais comum, entre elas dois métodos muito conhecidos são: de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978). Em ambas, a carga de ruptura é representada como a soma de duas parcelas (lateral e ponta) como demonstrado na Figura 3.6.

Figura 3.6 – Esquema de representação das cargas na fundação



Fonte: (QUARESMA *et al.*, 2019).

O que diferencia os métodos é exatamente o quanto é considerado como resistência lateral e de ponta, sendo que essas resistências são obtidas através de informações retiradas das investigações geotécnicas.

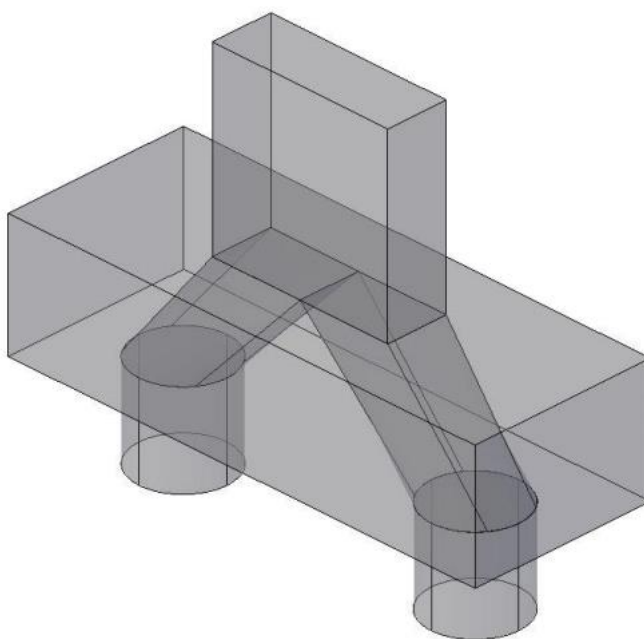
Portanto, é necessário tomar todo cuidado para que as informações do solo sejam as mais próximas da realidade que o terreno possui.

3.7. Elementos de Transição

Os elementos de transição são os elementos que estão situados entre as estacas e os pilares, podendo ser lajes, blocos ou “radier”, blocos sobre estacas, todos estes são classificados como situações especiais segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em que a hipótese de as seções permanecerem plenas não é válida, então é preciso utilizar modelos específicos de cálculo para dimensioná-los.

Os blocos podem ser classificados como rígidos e flexíveis. Para blocos rígidos, tem-se nas estacas a distribuição de carga e são transmitidas principalmente pelas bielas (Figura 3.7), e apresentam rupturas somente pela compressão dessas bielas.

Figura 3.7 – Bielas de compressão no bloco de concreto sobre duas estacas



Fonte: Bastos (2020).

Para blocos flexíveis, é necessário realizar uma análise mais criteriosa, que vá desde os esforços transmitidos para as estacas até a punção oferecida pelo pilar. Para um bloco ser considerado rígido, segundo (CARVALHO e PINHEIRO, 2009) é necessário atender a Equação 3.3.

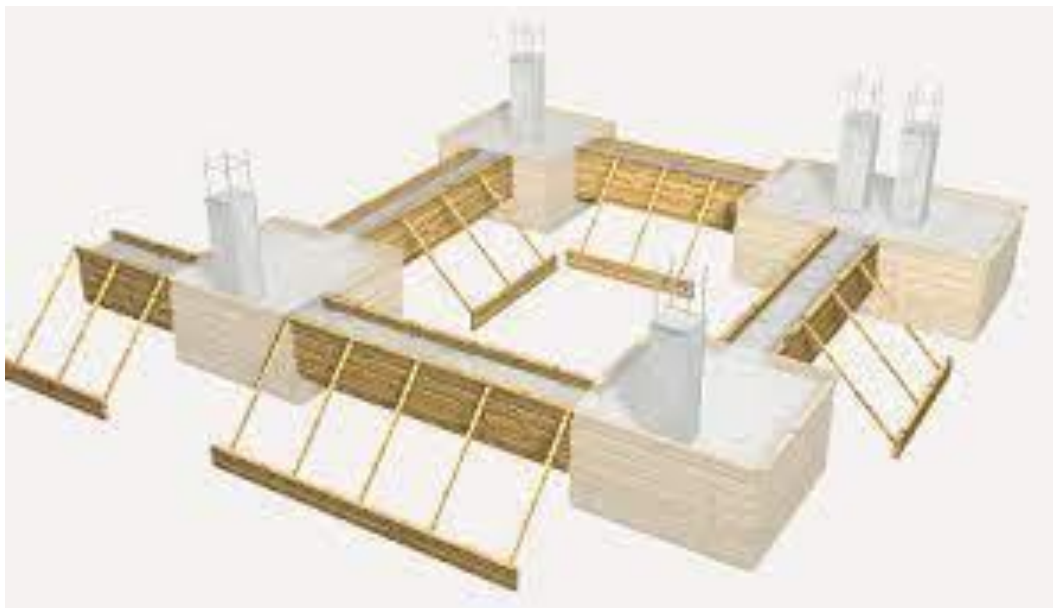
$$h \geq \frac{a - a_0}{3} \quad (3.3)$$

em que:

a e a_0 : dimensão do bloco e a dimensão do pilar na direção analisada, e
 h : altura do bloco.

Caso o bloco seja composto por uma ou duas estacas é necessário que haja um travamento feito por meio de uma viga baldrame, para que assim os possíveis movimentos resultados pelas excentricidades nas cargas (duas e uma direções) respectivamente, sejam absorvidos (CAMPOS, 2015). Essa situação está ilustrada na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Travamento feito com vigas baldrame



Fonte: CYPE Ingenieros (2022).

É importante ressaltar que a única armadura que efetivamente contribui para que a capacidade de carga nos blocos seja maior é a de tração principal, já as demais são utilizadas apenas por uma necessidade construtiva e não estrutural. As considerações sobre o detalhamento e dimensionamento de cada tipo de bloco, serão feitas ao longo do trabalho.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. Metodologia

Para basear a metodologia desse trabalho, foram utilizadas obras literárias como base teórica para todo procedimento, mas tanto o projeto quanto o dimensionamento foram embasados pelas normas NBR 6122 (ABNT, 2022) e NBR 6118 (ABNT, 2014), que tratam, respectivamente, de projeto e execução de fundações, e projetos de estruturas de concreto.

Foi utilizado o Método Semiempírico de Aoki e Velloso (1987) para determinar o comprimento de projeto das estacas (**L_p**) utilizadas, com isso, foi possível chegar no valor dos volumes de escavação e de concreto utilizado em cada estaca.

A partir das dimensões definidas no projeto estrutural calculado foi realizada a quantificação do volume de concreto e peso de aço dos blocos. No final desse trabalho será demonstrado a partir de uma planilha de orçamento, o resultado dos valores de todos os serviços e materiais que estiveram presente na execução do projeto proposto.

4.2. Materiais

Nesse trabalho, os materiais utilizados foram:

- Softwares computacionais (Excel e Autocad);
- Material didático utilizado durante a graduação, e
- Livros e normas técnicas da ABNT.

4.3. Determinação do Comprimento de Projeto

O método de Aoki e Velloso (1975) foi o utilizado para efetuar a determinação do comprimento de projeto (**L_p**). Foi apresentado pela primeira vez no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

Esse método utiliza tanto os valores de resistência de ponta e de atrito lateral obtidos no ensaio de cone (CPT), quanto o valor de “N” obtido na sondagem SPT, que é o ensaio de sondagem à percussão, e se correlaciona com os parâmetros obtidos no ensaio CPT por meio dos parâmetros “K” e “α”, que são apresentados na Tabela 4.1. Outros coeficientes, como o coeficiente para diferenciação de comportamento entre os tipos de estaca e o cone do CPT, também estão presentes na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Coeficientes “K” e “α” propostos por Aoki e Velloso (1975)

Tipo de Solo		<i>K</i> <i>kgf/cm²</i>	<i>α</i> (%)
Areias	Pura	10	1,4
	siltosa	8	2
	silto-argilosa	7	2,4
	argilosa	6	3
	argilo-siltosa	5	2,8
Siltes	Puro	4	3
	arenoso	5,5	2,2
	areno-argiloso	4,5	2,8
	argiloso	2,3	3,4
	argilo-arenoso	2,5	3
Argilas	Pura	2	6
	arenosa	3,5	2,4
	areno-siltosa	3	2,8
	siltosa	2,2	4
	silto-arenosa	3,3	3

Fonte: (ALONSO, 2019a).

Tabela 4.2 – Coeficientes F_1 e F_2

Tipos de Estacas		F_1	F_2
Franki		2,5	5
Pré-moldadas		$1 + \left[\frac{\phi(cm)}{80} \right]$	$2 \cdot F_1$
Escavadas	Grande diâmetro	3	6
	Pequeno diâmetro		
Hélice Contínua		2	4

Fonte: (ALONSO, 2019a).

O que consiste esse método é a determinação da resistência de ponta (q_p) e da lateral (q_s) em função da tensão de ponta (q_c) do ensaio CPT, respectivamente, determinados pelas Equações 4.1, 4.2 e 4.3.

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (4.1)$$

$$q_s = \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2} \quad (4.2)$$

$$q_c = K \cdot N \quad (4.3)$$

em que:

- F₁: coeficiente que correlaciona a resistência de ponta da estaca com a do cone do CPT;
- F₂: coeficiente que correlaciona a resistência lateral da estaca com a do cone do CPT;
- N: valor obtido da sondagem à percussão (SPT);
- α : coeficiente que correlaciona o atrito local do cone com a ponteira de BEGEMANN com a resistência de ponta, e
- K: coeficiente que correlaciona os valores obtidos no ensaio SPT com os valores do ensaio CPT.

O grande problema desse método é realizar a caracterização do tipo de solo de maneira correta, pois devido à variação dos parâmetros utilizados, pode haver interferência na resistência calculada. Em consequência de uma determinação incorreta, pode diminuir a capacidade de carga do solo pela metade (QUARESMA *et al.*, 2019) afetando a continuidade do projeto.

Para finalizar os cálculos é necessário definir a cota de apoio, conhecendo a carga de ruptura é possível calcular a carga admissível através da seguinte Equação 4.4 (ALONSO, 2019b).

$$P \leq \begin{cases} \frac{PR}{2} \\ \frac{PL}{0,8} \\ \text{carga admissível estrutural} \end{cases} \quad (4.4)$$

Foi utilizado um coeficiente de majoração das cargas ($\gamma = 1,4$).

4.4. Volume de Concreto

O cálculo para o volume de concreto lançado em cada estaca, considerando uma perda de 5% na concretagem, pode ser realizado a partir da Equação 4.5.

$$V = \frac{L(\pi \cdot \phi^2)}{4} \cdot 1,05 \quad (4.5)$$

em que:

ϕ : diâmetro da estaca;

L: comprimento total escavado.

4.5. Dimensionamento Estrutural e Detalhamento das Estacas

Para realização do dimensionamento estrutural da forma mais adequada, é necessário ter alguns conhecimentos básicos, uma vez que tal dimensionamento estrutural depende dos esforços internos e das ações atuantes. Campos (2015) comenta a importância de conhecer os dados sobre o projeto, capacidade de resistência do solo, resistência dos materiais, conhecimento das normas vigentes, critérios de segurança, e eficiência do grupo de estacas.

Existem valores mínimos a serem considerados para realizar a ligação entre as estacas e os blocos, sendo que estacas que são solicitadas somente à compressão dispensam armadura longitudinal, A NBR 6122 (ABNT, 2022) apresenta os valores mostrados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Armaduras e comprimentos mínimos para os tipos de estacas

Tipos de Estaca	f_{ck} máximo de projeto (Mpa)	Armadura (%)	Comprimento (m)
Hélice Contínua	20	0,5	4
Escavadas sem fluido	15	0,5	2
Escavadas com fluido	20	0,5	4
Strauss	15	0,5	2
Franki	20	0,5	Integral
Raiz	20	0,5	Integral
Trado vazado segmentado	20	0,5	Integral

Fonte: Campos (2015).

4.6. Dimensionamento e Detalhamento de Blocos

No dimensionamento dos blocos, não se leva em consideração as tensões absorvidas pelo solo, isso pelo fato de o bloco ter a função de transferir toda carga advinda da superestrutura diretamente para a estaca.

Nesse caso é muito comum considerar apenas os esforços verticais, sendo que, para casos de obras maiores é necessário levar em consideração a força horizontal e o momento presente nos blocos, pois passam a ter uma intensidade considerável. Caso não se trate de uma obra de porte maior, os esforços horizontais são desconsiderados, pois são justificados pela absorção do solo ao redor desse bloco por meio de empuxos.

Para essa parte do dimensionamento, será utilizado o método das bielas, que consiste em imaginar no interior do bloco uma treliça espacial, tendo as extremidades no eixo das estacas e em um ponto apropriado no pilar. Tendo as forças de tração absorvidas pelas armaduras e as de compressão resistidas pelo concreto (CAMPOS, 2015).

Campos (2015) menciona a importância das estacas estarem dispostas de maneira que seja formado o menor bloco possível, para que isso ocorra, é recomendado que as distâncias mínimas entre as estacas respeitem a relação da Equação 4.6.

$$l \leq \begin{cases} 2,5d_E \rightarrow \text{para estacas pré-moldadas} \\ 3,0d_E \rightarrow \text{para estacas moldadas in loco} \\ 60cm \end{cases} \quad (4.6)$$

Respeitar essa relação possibilita considerar que a solicitante está distribuída igualmente entre as estacas de um mesmo bloco de coroamento, com isso, cada estaca receberá a mesma intensidade de força, é importante deixar claro que para diferentes tipos de blocos esse espaçamento mínimo também deve ser respeitado.

Com relação à disposição das estacas nos blocos, leva-se em consideração que estas adentram de 3 a 10 cm no bloco, sendo o espaçamento entre suas faces de no mínimo 10 cm. Para que isso seja estabelecido, na direção que está sendo feita a análise, deve ser considerado o maior valor entre as dimensões da estaca e do pilar, de acordo com a Equação 4.7.

$$\begin{aligned} \text{se } \phi > a &\rightarrow lx = \phi + 2.15 \\ \text{se } \phi < a &\rightarrow lx = a + 2.15 \end{aligned} \quad (4.7)$$

em que:

ϕ : diâmetro da estaca, e

a : dimensão do pilar na direção “x” (válido também para a direção y).

A armadura principal de tração fica ancorada na face interna da estaca, estendendo de face a face do bloco, sendo necessária a colocação de ganchos em suas extremidades. Haverá a consideração de um efeito favorável de compressão para esse tipo de ancoragem e por isso, será considerada uma redução de 20%.

Além da armadura principal, o bloco tem que ser dimensionado para que a armadura de arranque do pilar também esteja ancorada nele, nesse caso o efeito da compressão também é levado em consideração. Para definição do comprimento de ancoragem, é necessário seguir a equação 4.8 (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.8)$$

em que:

α : coeficiente que correlaciona barras retas ou com gancho (1 ou 0,7 respectivamente);

l_b : comprimento básico relacionado na Tabela 4.4;

$A_{s,calc}$: área de aço calculada, e

$A_{s,ef}$: área de aço efetiva.

Como apresentado anteriormente, o comprimento básico (l_b) está relacionado com a Tabela 4.4, apresentada abaixo onde constam os comprimentos de ancoragem básicos para barras de aço, levando em consideração o tipo de concreto e do aço, sendo ϕ o diâmetro da barra.

Tabela 4.4 – Comprimentos de ancoragem básicos para barras de aço

Concreto	CA25 (barras lisas)	CA50 (barras nervuradas)	CA60 (barras entalhadas)
C10	78,1 ϕ	69,4 ϕ	133,8 ϕ
C15	59,6 ϕ	53,0 ϕ	102,1 ϕ
C20	49,2 ϕ	43,7 ϕ	84,3 ϕ
C25	42,4 ϕ	37,7 ϕ	72,6 ϕ
C30	37,5 ϕ	33,4 ϕ	64,3 ϕ
C35	33,9 ϕ	30,1 ϕ	58,0 ϕ
C40	31,0 ϕ	27,5 ϕ	53,1 ϕ
C45	28,6 ϕ	25,5 ϕ	49,4 ϕ
C50	26,7 ϕ	23,7 ϕ	45,8 ϕ

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013).

É importante ressaltar a necessidade da presença de ganchos nas extremidades das barras de tração, caso $\varnothing \geq 20$ mm deverá ser de 135° ou 180°.

Para este projeto não serão dimensionadas as armaduras de suspensão, por conta de ser considerado que a carga será transmitida exclusivamente pelas bielas,

respeitando a distância entre as estacas e os limites impostos pela armadura complementar. Tal armadura complementar será em malha, prevista para no máximo 20% dos esforços totais segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tratando-se da armadura de pele, é considerada a Equação 4.9.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,long} \\ 0,10\%A_{c,alma} \text{ em cada face} \end{cases} \quad (4.9)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que o diâmetro da armadura deve ser maior que 12,5 mm e seu espaçamento deve seguir a relação da Equação 4.10.

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.10)$$

Os estribos verticais que compõem a malha têm seu diâmetro (ϕ_e) determinado pela Equação 4.11 e o espaçamento (s_e) pela Equação 4.12.

$$\phi_e \geq 10 \text{ mm} \quad (4.11)$$

$$s_e \geq \begin{cases} 12 \text{ cm quando } N_s \leq 800 \text{ kN} \\ 10 \text{ cm quando } N_s > 800 \text{ kN} \end{cases} \quad (4.12)$$

A armadura superior (A'_s) é determinada pela Equação 4.13.

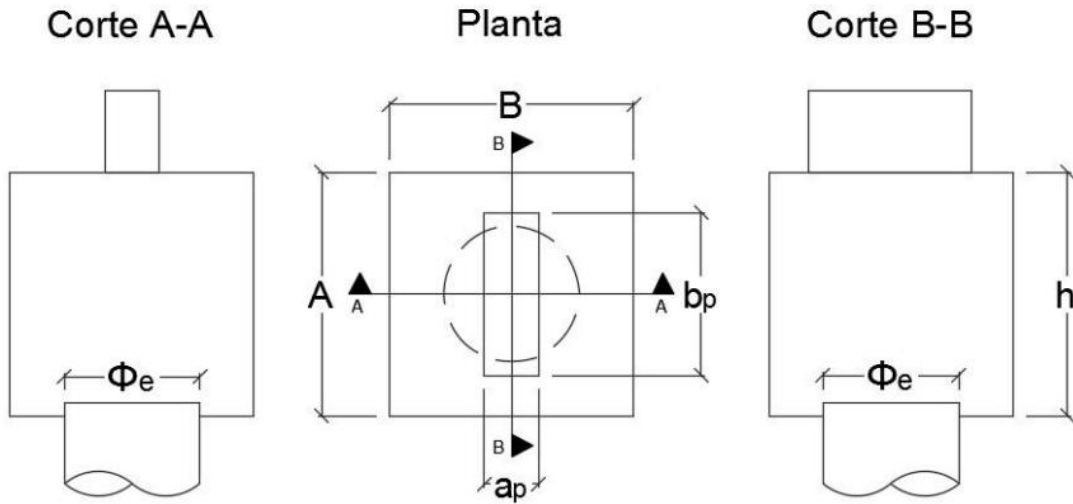
$$A'_s = \frac{1}{8} A_s \quad (4.13)$$

4.6.1. Bloco sobre uma Estaca

Segundo a teoria, para este tipo de bloco não existe a necessidade de nenhuma armadura, isso se dá pelo fato de as cargas serem transmitidas diretamente do pilar para a estaca. Portanto, são executadas apenas por motivos construtivos, além do fato de garantir uma uniformidade na distribuição das cargas sobre o bloco.

Tendo o conhecimento que a execução ocorre para garantir a uniformidade na distribuição das cargas sobre o bloco, a altura será determinada pelo comprimento necessário para que isso ocorra. Sendo que esse comprimento está relacionado à menor dimensão da seção do bloco. É possível ter a visualização de um bloco sobre uma estaca na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Esquema de bloco sobre uma estaca



Fonte: Boaventura (2016).

Tomando como base o modelo de Langendonck (1962), é possível calcular a força de tração horizontal existindo a prevenção para tensões de fendilhamento, que nada mais é que o efeito da tração circunferencial ocasionado pelas componentes radiais das tensões de compressão que transferem a força do aço para o concreto. Tal modelo utiliza as Equações 4.14 a 4.17.

$$R_{std,x} = 0,28 \cdot \left(\frac{\phi_{est} - a_p}{\phi_{est}} \right) \cdot F_{sd} \quad (4.14)$$

$$R_{std,y} = 0,28 \cdot \left(\frac{\phi_{est} - b_p}{\phi_{est}} \right) \cdot F_{sd} \quad (4.15)$$

$$A_{st,x} = \frac{R_{std,x}}{f_{yd}} \quad (4.16)$$

$$A_{st,y} = \frac{R_{std,y}}{f_{yd}} \quad (4.17)$$

em que:

R_{std} : tração na direção analisada;

A_{st} : área da armadura na direção analisada;

F_{sd} : solicitação na estaca.

A partir dos cálculos, para os estribos horizontais, será adotado o maior valor da área, para garantir a segurança. Normalmente, para os estribos verticais consideram-se o mesmo valor calculado para os horizontais em ambas as direções, facilitando o processo de execução.

CARVALHO e PINHEIRO (2013) nas Tabelas 4.5 e 4.6 definem as dimensões do bloco, diâmetro e espaçamento das armaduras sugeridas tomando como base as variáveis geométricas e as cargas atuantes nas estacas.

Tabela 4.5 – Dimensões mínimas sugeridas para blocos com uma estaca

Variável	Significado	Valores Mínimos
ϕ	Diâmetro da estaca	$\geq 20 \text{ cm}$
b	Distância entre a face do bloco e da estaca	$\geq 10 \text{ cm}$
m	Face da estaca após arrasamento	$\geq 3 \text{ cm}$
c	Cobrimento	$\geq 3 \text{ cm}$

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013).

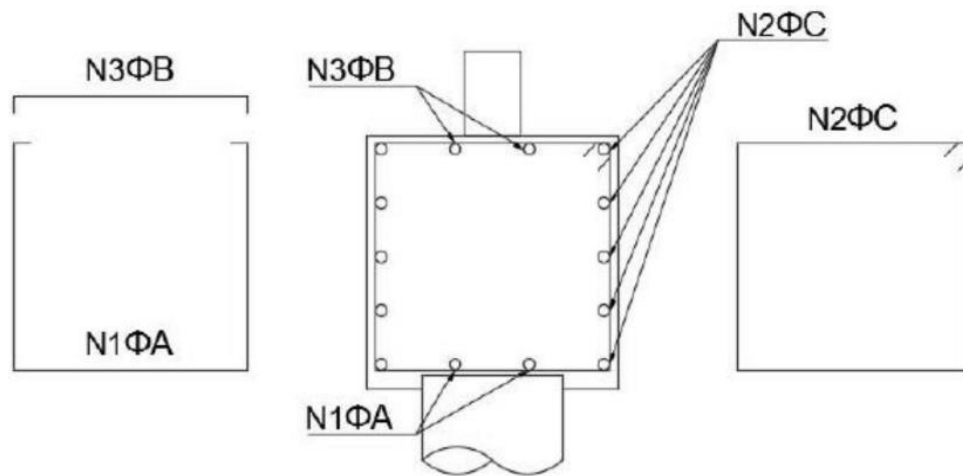
Tabela 4.6 – Diâmetros das barras e espaçamentos sugeridos para blocos com uma estaca

Posição	Estacas até 500 kN	Estacas acima de 500 kN
A	$\geq 10 \text{ mm}$	$\geq 12,5 \text{ mm}$
B	$\geq 6,3 \text{ mm}$	$\geq 8 \text{ mm}$
C	$\geq 8 \text{ mm}$	$\geq 10 \text{ mm}$
Espaçamento	$\geq 20 \text{ cm}$	$\geq 15 \text{ cm}$

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013).

Desta maneira, torna-se possível definir o perfil esquemático das distribuições das armaduras dentro de um bloco com uma estaca, que é apresentado na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Posição das armaduras para blocos de uma estaca



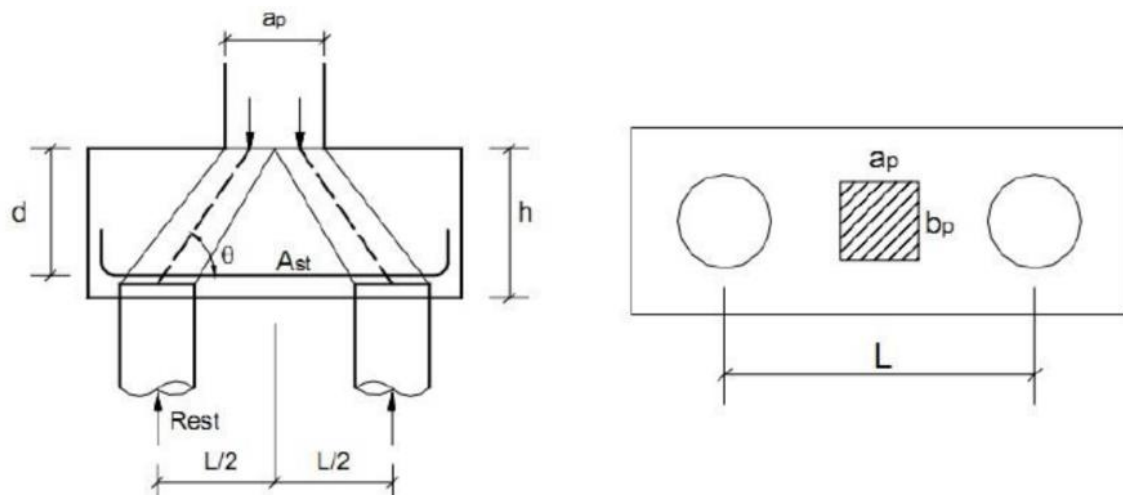
Fonte: Boaventura (2016).

4.6.2. Bloco sobre duas Estacas

De acordo com o método das bielas, para esse tipo de detalhamento é possível observar a formação de duas bielas de compressão. Com o objetivo de garantir que o bloco tenha resistência a tração dos tirantes e garantir que a tensão de compressão presentes nas bielas seja tolerável, é realizado o dimensionamento de acordo com o método de Blévo e Frémy (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

Para bloco sobre duas estacas, tem-se o esquema de forças apresentado na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre duas estacas



Fonte: Boaventura (2016).

Utilizando a determinação geométrica, é possível definir a força de compressão na biela e a força de tração nos tirantes pelo do equilíbrio das forças, calculadas pelas Equações 4.18 e 4.19.

$$F_b = \frac{N}{n \cdot \sin \theta} \quad (4.18)$$

$$F_t = \frac{N}{n \cdot \tan \theta} \quad (4.19)$$

em que:

n : número de estacas no bloco (blocos regulares);

F_b : força de compressão na biela;

F_t : força de tração no tirante.

Com relação ao ângulo θ , utiliza-se duas medidas: a altura útil para determinar seu valor, sendo esta, a distância entre a face pilar-biela e tirante, e a distância horizontal, que consiste em um quarto de a_p até o eixo da estaca, partindo do eixo do pilar. Com essas informações, utiliza-se a Equação 4.20.

$$\tan \theta = \frac{d}{\frac{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}}{4}} \quad (4.20)$$

em que:

d : altura útil do bloco;

L : distância entre as estacas;

a_p : dimensão do pilar na direção analisada.

Considerando que $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ é possível garantir que o valor de “d” está no intervalo definido pela Equação 4.21 (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

$$\left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \quad (4.21)$$

Para garantir a total segurança, mesmo sendo quase certo que o dimensionamento do bloco, se for realizado como recomendado, suportará as tensões existentes nas áreas de contato biela-pilar e biela-estaca, cujas tensões são determinadas pelas Equações 4.22 a 4.24.

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{\text{ pilar } .sen^2\theta}} \quad (4.22)$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{N}{2.A_{\text{ estaca } .sen^2\theta}} \quad (4.23)$$

$$\sigma_{c,lim} = 0,9f_{ck} \quad (4.24)$$

Tendo todos esses dados, é possível determinar a área de armadura principal de tração a partir da equação 4.25.

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (4.25)$$

Carvalho e Pinheiro (2013) também sugerem diâmetros mínimos das barras de armadura, considerando sua posição no bloco, tal como se apresenta na Tabela 4.7.

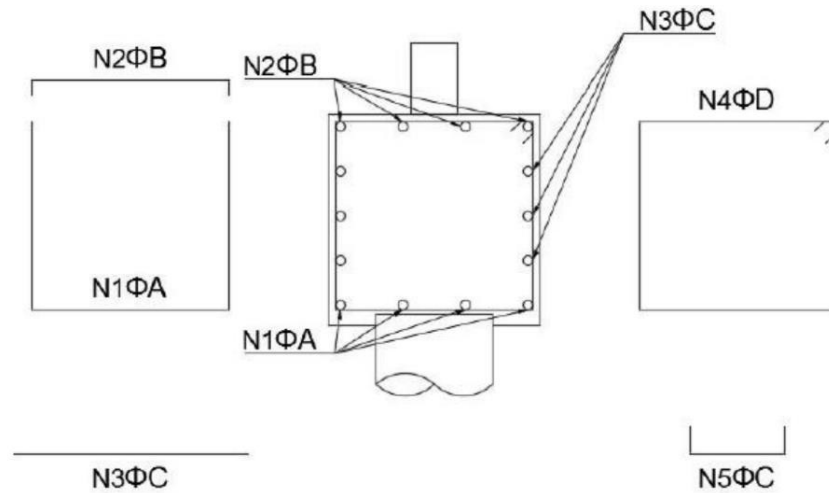
Tabela 4.7 – Diâmetros das barras sugeridos para blocos com duas estacas

Posição	Estacas até 500 kN	Estacas acima 500 kN
A	$\geq 12,5 \text{ mm}$	$\geq 16 \text{ mm}$
B	$\geq 10 \text{ mm}$	$\geq 12,5 \text{ mm}$
C	$\geq 8 \text{ mm}$	$\geq 10 \text{ mm}$
D	$\geq 6,3 \text{ mm}$	$\geq 8 \text{ mm}$
Espaçamento	15 cm	10 cm

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

Realizado o dimensionamento da armadura, é possível definir o perfil esquemático das distribuições das armaduras dentro de um bloco com duas estacas, como apresentado na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com duas estacas



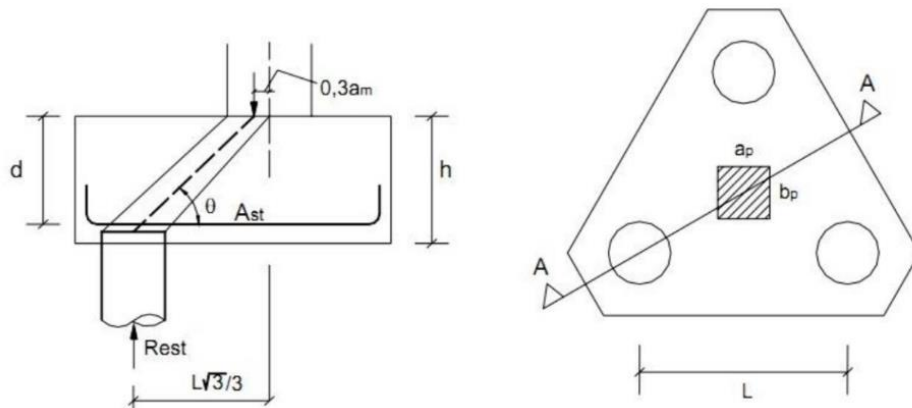
Fonte: Boaventura (2016).

Neste caso, a barra N5 atua como grampo para armadura de pele, unindo dessa maneira os dois lados maiores do bloco.

4.6.3. Bloco sobre três Estacas

Para esse tipo de bloco, utiliza-se o mesmo princípio do bloco sobre duas estacas, ou seja, pode-se considerar que as cargas são divididas igualmente entre as estacas por conta da simetria. Com isso, as considerações para as dimensões do bloco são as mesmas impostas para blocos sobre duas estacas. Para facilitar a visualização, a Figura 4.5 apresenta o esquema das forças atuantes nessa distribuição.

Figura 4.5 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre três estacas



Fonte: Boaventura (2016).

Como dito anteriormente, pelo equilíbrio das forças por conta da determinação geométrica, são definidas as seguintes forças: de compressão na biela e de tração no tirante, o cálculo consiste na determinação de algumas grandezas, como: F_b e F_t , mostrado nas Equações 4.18 e 4.19, o ângulo de inclinação das bielas e a força de tração nas armaduras são mostrados nas equações a seguir. Caso seja utilizado em pilares retangulares é necessário considerar a dimensão do pilar quadrado equivalente, que é demonstrado na Equação 4.26.

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p} \quad (4.26)$$

em que:

a_p e b_p : dimensões do pilar retangular;

$a_{p,eq}$: dimensão do pilar quadrado equivalente.

$$\tan \theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p} \quad (4.27)$$

$$\frac{F_t}{\sin 120^\circ} = \frac{F'}{\sin 30^\circ} \quad (4.28)$$

em que:

d : altura útil do bloco;

L : distância entre as estacas;

a_p : dimensão do pilar na direção analisada;

F' : força de tração segundo os lados do bloco.

Nesse caso o valor de “d” está no intervalo determinado pela Equação 4.29.

$$\left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p\right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p\right) \quad (4.29)$$

Aplicando a lei dos senos se obtêm as componentes da força de tração nas armaduras. Para o ponto de aplicação da carga, adota-se uma distância “c” do centro do pilar, que corresponde a $0,3.a_p$, sendo a_p a menor dimensão do pilar.

Para as bielas, tanto no encontro na estaca quanto no pilar, são feitas as verificações das equações 4.30 a 4.32 (CARVALHO e PINHEIRO, 2013):

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} \cdot \sin^2 \theta} \quad (4.30)$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{N}{2 \cdot A_{estaca} \cdot \sin^2 \theta} \quad (4.31)$$

$$\sigma_{c,lim} = 1,125 \cdot f_{ck} \quad (4.32)$$

Assim, como para os blocos sobre duas estacas, Carvalho e Pinheiro (2013) também sugerem diâmetros mínimos das barras para as posições de armaduras no bloco, como apresentado na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Diâmetros das barras sugeridos para blocos com três estacas

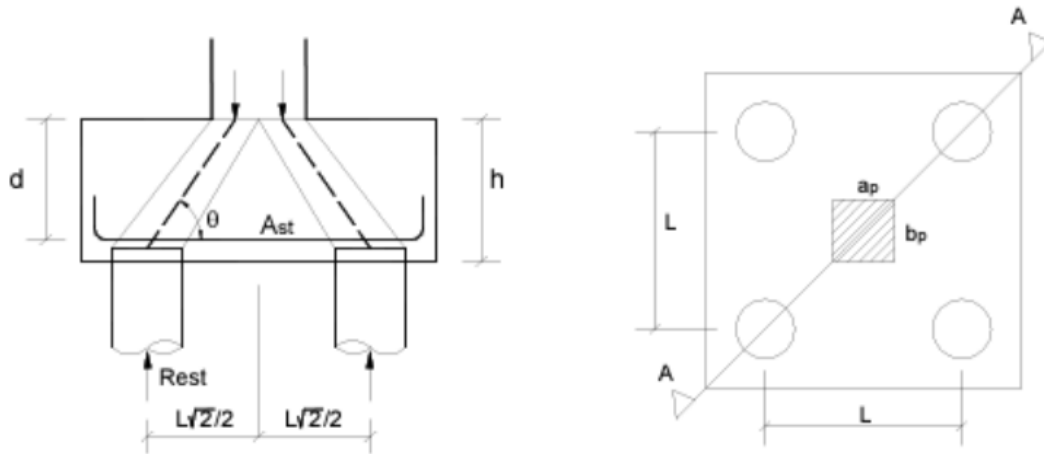
Posição	Estacas até 500 KN	Estacas acima de 500 KN
Arm. Principal	$\geq 12,5 \text{ mm}$	$\geq 16 \text{ mm}$
Arm. de Pele	$\geq 10 \text{ mm}$	$\geq 12,5 \text{ mm}$
Malha Inferior	$\geq 8 \text{ mm}$	$\geq 10 \text{ mm}$
Malha Superior	$\geq 6,3 \text{ mm}$	$\geq 8 \text{ mm}$
Espaçamento	15 cm	10 cm

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013).

4.6.4. Bloco sobre quatro Estacas

Para esse tipo de bloco, partindo do mesmo pressuposto para os blocos sobre duas e três estacas, o dimensionamento pode ser feito a partir da distribuição das cargas igualmente entre as estacas presentes por conta da sua disposição simétrica. Na Figura 4.6 é possível compreender o esquema de forças que atuam em um bloco sobre quatro estacas.

Figura 4.6 – Esquema de forças atuantes no bloco sobre quatro estacas



Fonte: Sisniegas (2007).

Como apresentado no item anterior, para blocos sobre três estacas, pelo equilíbrio das forças por conta da determinação geométrica, é possível definir as forças de compressão na biela e de tração no tirante mostrado nas Equações 4.18 e 4.19, o ângulo de inclinação das bielas e a força de tração nas armaduras são mostrados nas equações a seguir. Caso seja utilizado em pilares retangulares é necessário considerar a dimensão do pilar quadrado equivalente, como demonstrado na equação 4.26.

Para o cálculo do ângulo de inclinação das bielas, é preciso tomar como critério que: $45^\circ < \theta < 55^\circ$, com isso chega-se a Equação 4.33.

$$\tan \theta = \frac{d}{\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}} \quad (4.33)$$

Neste caso o valor de “d” será de acordo com o intervalo dado pela Equação 4.34.

$$\left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{L\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4} \right) \quad (4.34)$$

Novamente, através da lei dos senos são obtidas as componentes da força de tração nas armaduras. Lembrando que para o ponto de aplicação da carga, adota-se uma distância c do centro do pilar, que corresponde a $0,3a$, em que a é a menor dimensão do pilar.

Como no item 4.6.3., para as bielas do encontro na estaca e do pilar, são feitas as verificações das Equações 4.35 a 4.37 (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

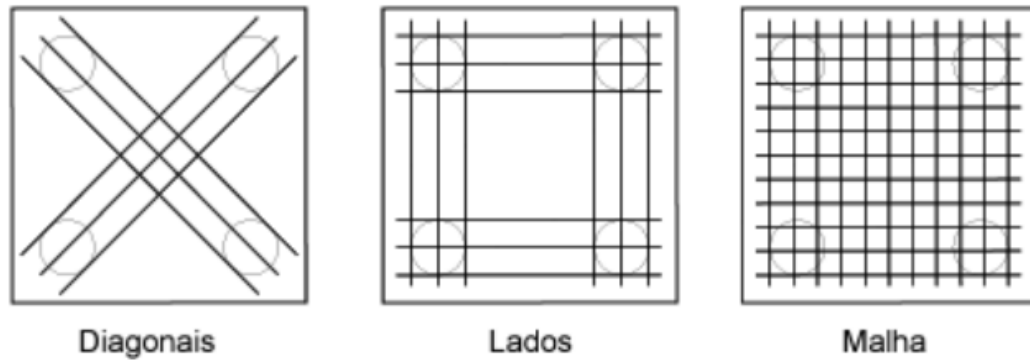
$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} \cdot \sin^2 \theta} \quad (4.35)$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{4 \cdot A_{estaca} \cdot \sin^2 \theta} \quad (4.36)$$

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 f_{ck} \quad (4.37)$$

Nesse tipo de bloco, a armadura principal de tração pode estar disposta de três diferentes maneiras como mostrado na Figura 4.7, e é calculada a partir da Equação 4.38.

Figura 4.7 – Distribuição das armaduras dentro de um bloco com quatro estacas



Fonte: (SISNIEGAS, 2007).

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (4.38)$$

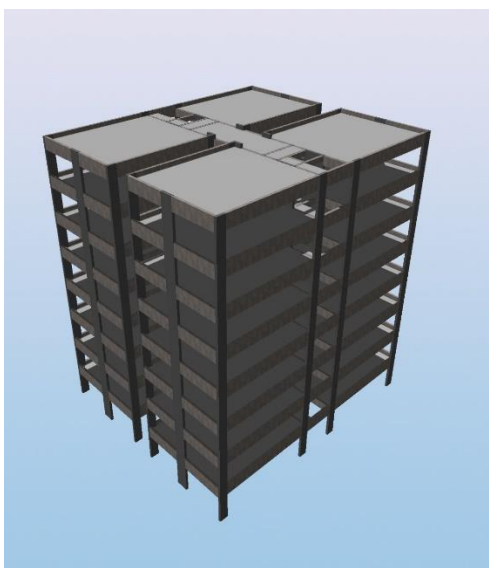
4.7. Dimensionamento das Cintas

Com relação às cintas de travamento dos blocos com uma e duas estacas, para realização do seu dimensionamento, será utilizado como base os valores mínimos, conforme encontrado na bibliografia como referência a obra de (CARVALHO e PINHEIRO, 2013)

5. Dimensionamento do Projeto

Neste momento, foi realizado, tanto o dimensionamento do número de estacas de cada bloco quanto o seu comprimento de projeto, além do dimensionamento da geometria e armadura dos blocos, para finalizar será realizado o orçamento para execução. Abaixo tem-se a representação do projeto em 3D para tornar mais visual a obra em que será feito esse dimensionamento.

Figura 5.1 – Esquema 3D do Edifício Residencial



Fonte: Elaborado pelo autor.

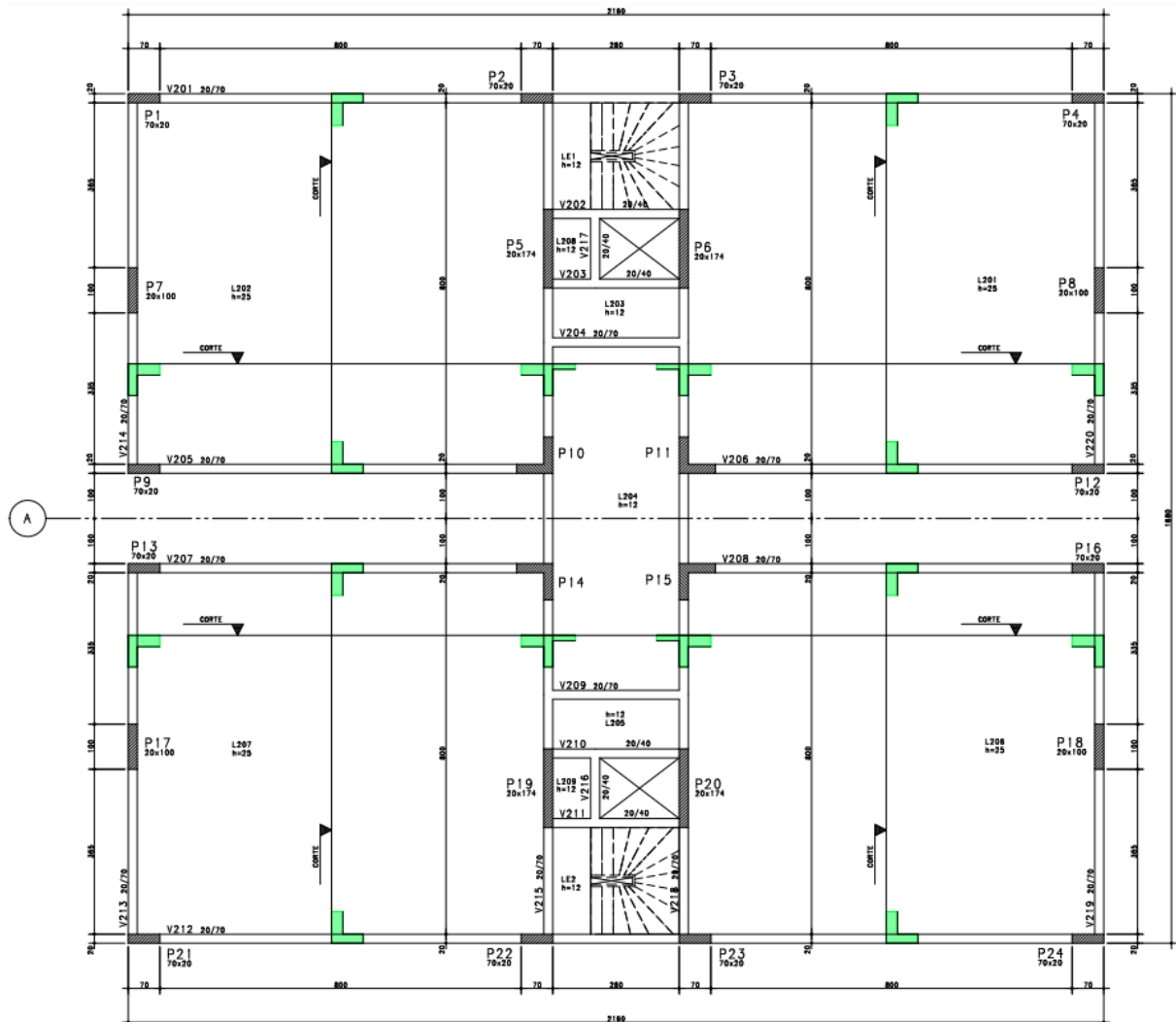
5.1. Escolha da Fundação

A escolha da fundação em estacas do tipo hélice contínua se deu, para além do fato de ter uma alta capacidade de carga e fácil execução, possuírem baixos níveis de vibrações tornando a obra menos problemática para a vizinhança, uma vez que esta será realizada em uma região onde há um número grande de edificações e alta densidade populacional.

Além do desenho do pavimento tipo para esse edifício de 8 pavimentos que é apresentado na Figura 5.1, para chegar nessa escolha é necessário se ter conhecimento do perfil de sondagem SPT do solo desta região, que está apresentado no Anexo A, para realizar o dimensionamento do comprimento de projeto das estacas. Na sequência, no Apêndice A encontra-se a planta de locação

dos pilares deste edifício residencial, onde também está apresentado o Detalhe para os pilares P10/P11/P14/P15 e as respectivas cargas atuantes.

Figura 5.2 – Esquema do pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2. Número de Estacas

Tomando como base a Tabela 3.2, para atender às solicitações presentes nos pilares, foram escolhidas estacas com 40 cm de diâmetro possuindo uma resistência de 800 KN. Conhecendo a resistência máxima para essa estaca e as solicitações em cada pilar, é possível calcular o número de estacas necessárias para absorver esses esforços. Com isso, na Tabela 5.1, apresenta a solicitação em cada pilar, suas dimensões e o número de estacas.

Tabela 5.1 – Carga atuante, dimensões, número de estacas calculada e adotada em projeto.

Pilares	Dimensões (cm)	Carga (KN)	Número de Estacas (calculada)	Número de Estacas (adotada)
P1=P4=P9=P12=P13=P16=P21=P24	70X20	1600	2	3
P2=P3=P22=P23	70X20	1700	3	3
P7=P8=P17=P18	20X100	2100	3	3
P5=P6=P19=P20	20X174	2850	4	4
P10=P11=P14=P15	Detalhe	2250	3	4

Fonte: Elaborado pelo autor.

Verificam-se na Tabela 5.1 duas colunas: a de número de estacas calculada e a adotada. Observando os pilares (P1 = P4 = P9 = P12 = P13 = P16 = P21 = P24), a carga atuante neles é de 1600 KN, sabendo que a resistência da estaca utilizada no projeto é de 800 KN seriam necessárias apenas 2 estacas, porém, olhando para a segurança e folga caso haja, eventualmente, um aumento de carga no edifício foram adotadas 3 estacas. A mesma questão se repete para os pilares (P10 = P11 = P14 = P15), nos quais pela carga atuante seriam usadas apenas 3 estacas, porém para pilares com essa geometria é ideal que haja travamento nos dois sentidos, por esse fato utilizou-se 4 estacas para garantir o travamento.

Sendo assim, para este projeto de fundação serão necessárias 80 estacas para suportar todos os esforços atuantes, assim, no Apêndice B apresenta-se a distribuição das estacas juntamente com a disposição dos pilares.

5.3. Comprimento de Projeto das Estacas

Para a determinação do comprimento de projetos, seguiu-se o método de Aoki e Velloso (1975), que foi apresentado no item 4.3.

Utilizando as Equações (4.1), (4.2) e (4.3) foi possível determinar a cota de apoio, assim como os coeficientes retirados das Tabelas 4.1 e 4.2 relacionados com os tipos de solos identificados no relatório SPT apresentado no Anexo A. Para deixar o entendimento mais visível, abaixo é possível entender as etapas para chegar no resultado desejável.

$$F_1 = 2 \quad \text{e} \quad F_2 = 4$$

$$A_{si} = \pi \cdot \phi_e \cdot \Delta li = 1,256 \cdot \Delta li \quad \text{e} \quad A_p = \frac{\pi \cdot \phi_e^2}{4} = 0,1256 \text{ cm}^2$$

Com estes dados construiu-se uma planilha de cálculo, cujos resultados estão apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Cálculo de cota máxima das estacas

Δli	α	K	Fmáx	Nmed	Np	Kp	qp,r	As	Qs,r	$\Sigma Qs,r$	Qp,r	Qr
1	0,03	400	42,0	14	14	400	2800,0	1,256	52,8	52,8	351,7	404,4
2	0,03	400	49,5	17	19	400	3800,0	1,256	62,2	114,9	477,3	592,2
3	0,03	400	64,5	22	24	400	4800,0	1,256	81,0	195,9	602,9	798,8
4	0,03	400	66,0	22	20	400	4000,0	1,256	82,9	278,8	502,4	781,2
5	0,03	400	57,0	19	18	400	3600,0	1,256	71,6	350,4	452,2	802,6
6	0,03	400	57,0	19	20	400	4000,0	1,256	71,6	422,0	502,4	924,4
7	0,03	400	61,5	21	21	400	4200,0	1,256	77,2	499,3	527,5	1026,8
8	0,03	400	61,5	21	20	400	4000,0	1,256	77,2	576,5	502,4	1078,9
9	0,03	400	69,0	23	26	400	5200,0	1,256	86,7	663,2	653,1	1316,3
10	0,03	400	72,0	24	22	400	4400,0	1,256	90,4	753,6	552,6	1306,2
11	0,03	400	66,0	22	22	400	4400,0	1,256	82,9	836,5	552,6	1389,1
12	0,03	400	70,5	24	25	400	5000,0	1,256	88,5	925,0	628,0	1553,0
13	0,03	400	88,5	30	34	400	6800,0	1,256	111,2	1036,2	854,1	1890,3

Fonte: Elaborada pelo autor.

Segundo a Equação 4.4 a resistência lateral deve ser 80% da carga admissível da estaca e a resistência total pelo menos o dobro da carga admissível. Portanto, analisando os dados apresentados, foi possível estabelecer a cota de apoio em 13 metros de profundidade, totalizando 1040 m escavados.

5.4. Volume de Concreto

Tendo conhecimento do valor total de metros escavados, calculado e apresentado à cima, e tomando a Equação 4.5 como base o volume de concreto utilizado para executar esta fundação será:

$$V_c = \frac{1040 \cdot (\pi \cdot 0,4^2)}{4} \cdot 1,05 = 137,15 \text{ m}^3$$

Portanto, serão necessários 137,15 m³ de concreto para esse projeto.

5.5. Dimensionamento Estrutural das Estacas

Para o dimensionamento estrutural das estacas, é necessário realizar a validação da capacidade de absorção das tensões desconsiderando a atuação da armadura. Considerando que o concreto utilizado nesta construção tem resistência característica máxima de 30 Mpa e a pior situação da atuação dos esforços, referente aos pilares (P5, P6, P19 e P20), sendo $N_{sd} = 712,5$ KN, chega-se na seguinte relação:

$$\sigma_c = \frac{712,5}{\left(\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}\right)} = 6 \text{ Mpa} \leq \frac{30}{1,4} \rightarrow OK$$

Em sequência, para o cálculo da armadura, serão considerados os valores mínimos que estão apresentados na Tabela 4.3, chegando ao seguinte resultado:

$$A_s = 0,5\% \cdot \frac{\pi \cdot 40^2}{4} = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\emptyset 10\text{mm}$$

$$C = 400 \text{ cm}$$

5.6. Dimensionamento e Detalhamento dos Blocos

Aqui serão demonstrados os cálculos referentes ao dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento, que são responsáveis por ligar à estaca o pilar. Serão discriminados de acordo com o tipo.

Critérios adotados:

- Cobrimento: $c = 4 \text{ cm}$;
- Concreto C30: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$;
- Entrada da estaca no bloco: $m = 10 \text{ cm}$;
- Aço: CA50, e
- Espaçamento entre estacas: $e = 100 \text{ cm}$.

Para garantir e preservar a uniformidade, mas especialmente a segurança na execução e facilitá-la, serão considerados para os cálculos sempre as maiores cargas dentro do respectivo tipo de bloco dimensionado.

5.6.1. Blocos sobre três estaca

Pilares (70x20 cm)

Para os pilares com essas dimensões, os pilares (P2, P3, P22 e P23) são os mais solicitados, com uma carga atuante de 1700 KN.

Tomando como base as Equações 4.26 à 4.32, tem-se:

$$a_{p,eq} = \sqrt{70.20} = 38cm$$

$$\left(\frac{100.\sqrt{3}}{3} - 0,3.38 \right) \leq d \leq 1,43 \left(\frac{100.\sqrt{3}}{3} - 0,3.38 \right)$$

$$46,34 \leq d \leq 66,27$$

$$d = 60cm \text{ (adotado)}$$

Para cálculo do comprimento de ancoragem, foram utilizadas a Equação 4.8 e a Tabela 4.4 e considerado para armadura de pilar um $\emptyset 16mm$, com isso tem-se:

$$l_{b,nec} = 0,8.1.33,4.1,6.1 = 42,75 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.33,4.1,6 = 16 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow OK$$

$$\tan \theta = \frac{60}{\frac{100.\sqrt{3}}{3} - 0,3.38} = 1 \rightarrow \theta = 45^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,P} = \frac{1700}{70.20.(\sin 45^\circ)^2} = 2,30 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,125.3 = 3,375 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1700}{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 40^2}{4}\right) \cdot (\text{sen} 45^\circ)^2} = 1,28 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,125 \cdot 3 = 3,375 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

A força de tração no tirante, portanto será:

$$F_t = \frac{1700}{3 \cdot \tan 45^\circ} = 566,7 \text{ KN (passando pelo centro do bloco)}$$

$$\frac{F'}{\text{sen } 30^\circ} = \frac{566,7}{\text{sen } 120^\circ} \rightarrow F' = 327,2 \text{ KN (segundo os lados do bloco)}$$

Tendo todos esses dados, é possível determinar as armaduras: principal e superior de tração.

$$A_{st} = \frac{327,2}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 7,53 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 \text{ mm}$$

Realiza-se então, conforme as Equação 4.8 e Tabela 4.4 a verificação da ancoragem da armadura principal.

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 33,4 \cdot 1,6 \cdot \frac{7,53}{8,04} = 28,03 \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 33,4 \cdot 1,6 = 16,03 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

A armadura de pele também será dimensionada de acordo com a Tabela 4.8, que indica que para estacas com carga superior a 500 KN deve-se usar um ϕ 12,5 mm cd/ 10 cm.

Junto com a armadura principal, será disposta uma malha que corresponde a 20% do valor da armadura principal, ou seja, terá 1,50 cm² com 10 cm de espaçamento, tal malha também será considerada na parte superior do bloco.

Pilares (20x100 cm)

Os pilares (P7, P8, P17 e P18), são os que possuem tal dimensão, tendo uma carga atuante de 2100 KN.

Tomando como base as equações 4.26 à 4.32, tem-se:

$$a_{p,eq} = \sqrt{20 \cdot 100} = 45 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{100 \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3.45 \right) \leq d \leq 1,43 \left(\frac{100 \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3.45 \right)$$

$$44,23 \leq d \leq 63,26$$

$$d = 60 \text{ cm (adotado)}$$

Para cálculo do comprimento de ancoragem, foram utilizadas a Equação 4.8 e a Tabela 4.4 e considerado para armadura de pilar 1 $\emptyset 16 \text{ mm}$, com isso tem-se:

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 1.33,4.1,6.1 = 42,75 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.33,4.1,6 = 16 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow OK$$

$$\tan \theta = \frac{60}{\frac{100 \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3.45} = 1,36 \rightarrow \theta = 53,67^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,P} = \frac{2100}{20 \cdot 100 \cdot (\sin 53,67^\circ)^2} = 1,62 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,125 \cdot 3 = 3,375 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{2100}{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 40^2}{4} \right) \cdot (\sin 53,67^\circ)^2} = 1,29 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \leq 1,125 \cdot 3 = 3,375 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK$$

A força de tração no tirante, portanto será:

$$F_t = \frac{2100}{3 \cdot \tan 53,67^\circ} = 514,77 \text{ KN (passando pelo centro do bloco)}$$

$$\frac{F'}{\sin 30^\circ} = \frac{514,77}{\sin 120^\circ} \rightarrow F' = 297,20 \text{ KN (segundo os lados do bloco)}$$

Tendo todos esses dados, é possível determinar as armaduras: principal e superior de tração.

$$A_{st} = \frac{297,2}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 6,83 \text{ cm}^2 = 4\phi 16 \text{ mm}$$

Realiza-se então, conforme as Equação 4.8 e Tabela 4.4 a verificação da ancoragem da armadura principal.

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 33 \cdot 4 \cdot 1,6 \cdot \frac{6,83}{8,04} = 25,42 \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 33 \cdot 4 \cdot 1,6 = 16,03 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

A armadura de pele também será dimensionada de acordo com a Tabela 4.8, que indica que para estacas com carga superior a 500 KN deve-se usar 1 ϕ 12,5 mm c/ 10 cm.

Junto com a armadura principal, será disposta uma malha que corresponde a 20% do valor da armadura principal, ou seja, terá 1,37 cm² com 10 cm de espaçamento, tal malha também será considerada na parte superior do bloco.

5.6.2. Blocos sobre quatro estacas

Pilares (20x174 cm)

Para esses pilares, o dimensionamento será realizado considerando uma carga atuante de 2850 KN, que está presente nos pilares (P5, P6, P19 e P20).

Como $\phi \geq b$, utilizando a equação 4.7:

$$a = 100 + 2.20 + 2.20 = 180 \text{ cm}$$

$$b = 100 + 2.20 + 2.28,50 = 197 \text{ cm}$$

Utilizando as equações 4.33 e 4.34, têm-se:

$$\left(\frac{100 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{20 \cdot \sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \left(\frac{100 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{20 \cdot \sqrt{2}}{4} \right)$$

$$63,64 \leq d \leq 91,00$$

$$d = 80 \text{ cm (adotado)}$$

Para cálculo do comprimento de ancoragem, foram utilizadas a Equação 4.8 e a Tabela 4.4 e considerado para armadura de pilar 1 $\emptyset 16\text{mm}$, com isso tem-se:

$$l_{b,nec} = 0,8.1.33,4.1,6.1 = 42,75 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.33,4.1,6 = 16 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow OK$$

$$\tan \theta = \frac{80}{\frac{100 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{20 \cdot \sqrt{2}}{4}} = 1,26 \rightarrow \theta = 51,56^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,P} = \frac{2850}{20.174 \cdot (\sin 51,56^\circ)^2} = 1,33 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,35.3 = 4,05 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{2850}{4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 40^2}{4} \right) \cdot (\sin 51,56^\circ)^2} = 0,92 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,35.3 = 4,05 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

A força de tração no tirante, portanto será:

$$F_t = \frac{2850}{4 \cdot \tan 51,56^\circ} = 565,48 \text{ KN (passando pelo centro do bloco)}$$

$$\frac{F'}{\sin 30^\circ} = \frac{565,48}{\sin 120^\circ} \rightarrow F' = 326,48 \text{ KN (segundo os lados do bloco)}$$

Tendo todos esses dados, é possível determinar as armaduras: principal e superior de tração.

$$A_{st} = \frac{326,48}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 7,51 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 \text{ mm}$$

Realiza-se então, conforme as Equação 4.8 e Tabela 4.4 a verificação da ancoragem da armadura principal.

$$l_{b,nec} = 0,8.0,7.33,4.1,6. \frac{7,51}{8,04} = 27,95 \geq \begin{cases} 0,3.33,4.1,6 = 16,03 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Para essa disposição de bloco, o cálculo da armadura de pele será realizado seguindo as fórmulas a seguir:

$$A_p = 0,10\% . \emptyset_e . h \quad (5.1)$$

Sendo assim:

$$A_p = 0,10\% . 40.90 = 3,6 \text{ cm}^2 = 8\emptyset 8 \text{ mm}$$

Pilares (Detalhe)

Como detalhado em planta, esses pilares possuem um formato de L, porém possuem uma simetria (como se fosse pilares quadrados 80x80 cm) e com isso tem dimensões iguais. Sendo assim os cálculos continuam iguais. Nos pilares (P10, P11, P14 e P15) a carga atuante é de 2250 KN.

Como $\emptyset \geq b$, utilizando a equação 4.7:

$$b = 100 + 2.20 + 2.20 = 180 \text{ cm}$$

$$a = b = 180 \text{ cm}$$

Utilizando as equações 4.33 e 4.34, têm-se:

$$\left(\frac{100 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{20 \cdot \sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \left(\frac{100 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{20 \cdot \sqrt{2}}{4} \right)$$

$$63,64 \leq d \leq 91,00$$

$$d = 80 \text{ cm (adotado)}$$

Para cálculo do comprimento de ancoragem, foram utilizadas a Equação 4.8 e a Tabela 4.4 e considerado para armadura de pilar 1 $\emptyset 16\text{mm}$, com isso tem-se:

$$l_{b,nec} = 0,8 \cdot 1,33 \cdot 4,1,6 \cdot 1 = 42,75 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,33 \cdot 4,1,6 = 16 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow OK$$

$$\tan \theta = \frac{80}{\frac{100 \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{20 \cdot \sqrt{2}}{4}} = 1,26 \rightarrow \theta = 51,56^\circ$$

$$\sigma_{c,biela,P} = \frac{2250}{2800 \cdot (\sin 51,56^\circ)^2} = 1,31 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,35 \cdot 3 = 4,05 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{2250}{4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 40^2}{4} \right) \cdot (\sin 51,56^\circ)^2} = 0,73 \frac{KN}{cm^2} \leq 1,35 \cdot 3 = 4,05 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow OK$$

A força de tração no tirante, portanto será:

$$F_t = \frac{2250}{4 \cdot \tan 51,56^\circ} = 446,47 \text{ KN (passando pelo centro do bloco)}$$

$$\frac{F'}{\sin 30^\circ} = \frac{446,47}{\sin 120^\circ} \rightarrow F' = 257,77 \text{ KN (segundo os lados do bloco)}$$

Tendo todos esses dados, é possível determinar as armaduras: principal e superior de tração.

$$A_{st} = \frac{257,77}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 5,93 \text{ cm}^2 = 3\emptyset 16 \text{ mm}$$

Realiza-se então, conforme as Equação 4.8 e Tabela 4.4 a verificação da ancoragem da armadura principal.

$$l_{b,nec} = 0,8.0,7.33,4.1,6. \frac{5,93}{6,03} = 29,43 \geq \begin{cases} 0,3.33,4.1,6 = 16,03 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Para o cálculo da armadura de pele tem-se:

$$A_p = 0,10\%. 40.90 = 3,6 \text{ cm}^2 = 8\emptyset 8 \text{ mm}$$

5.7. Dimensionamento das Cintas

Considerando uma viga de seção (20x40 cm), a taxa de armadura mínima será de 0,179%, portanto:

$$A_{s,min} = 0,179\%. 20.40 = 1,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 10 \text{ mm}$$

Porém como o projeto não possui blocos de uma ou duas estacas, não será necessário a utilização de cintas de travamento.

5.8. Orçamento

Para a finalização desse projeto, foram levantadas e tabeladas as quantidades de materiais que serão necessários para execução dessa obra de fundação. A Tabela 5.3 que toma como referência os preços unitários presentes no SINAPI (2022), apresenta os valores de cada processo e sua somatória tendo a mão de obra já inserida.

Tabela 5.3 – Planilha de orçamento para execução do projeto.

Atividade	Unid.	Qtde	Valor Unit	Valor
Execução das Fundações				
Locação				
Locação das estacas	un.	80	R\$ 11,25	R\$ 900,00
Gabarito	un.	1	R\$ 948,54	R\$ 948,54
Hélice Contínua				
Escavação	m	1040	R\$ 124,47	R\$ 129.448,80
Armação (Aço CA-50, 10 mm)	Kg	1780	R\$ 5,44	R\$ 9.683,20
Bombeamento	m³	138	R\$ 122,96	R\$ 16.968,48
Concreto Usinado, 30 Mpa	m³	138	R\$ 300,30	R\$ 41.441,40
Execução dos blocos sobre estacas e baldrames				
Escavação				
Escavação Manual	m³	39	R\$ 323,09	R\$ 12.600,51
Armação				
Aço CA-50, 8 mm	Kg	89	R\$ 16,40	R\$ 1.459,60
Aço CA-50, 12,5 mm	Kg	63	R\$ 12,70	R\$ 800,10
Aço CA-50, 16 mm	Kg	369	R\$ 11,42	R\$ 4.213,98
Concreto				
Bombeamento	m³	39	R\$ 490,40	R\$ 19.125,60
Concreto Usinado, 30 Mpa	m³	39	R\$ 300,30	R\$ 11.711,70
Valor Total				R\$ 249.301,91

Fonte: Elaborado pelo autor.

6. Discussões

Para a realização desse trabalho, algumas etapas foram realizadas e alguns critérios fundamentais foram pontuados e utilizados. Primeiramente realizar a escolha do tipo de fundação que melhor atenderia esses critérios, como vida útil do material, perfil de sondagem do solo onde será executada a obra, mas essencialmente a necessidade de suportar um número grande de esforços. Este projeto será realizado na cidade de Joinville, localizada na região norte do estado de Santa Catarina com pouco mais de 600 mil habitantes considerada de médio porte, e por conta disso a escolha de 8 pavimentos foi escolhida por atender adequadamente as necessidades que a cidade possui e para não gerar incômodo nas regiões vizinhas à essa obra.

Como dito anteriormente, um dos critérios para a escolha do tipo de fundação é o perfil de sondagem do solo, que advém da leitura de um relatório SPT podendo conhecer assim as respectivas resistências das profundidades desse solo para que assim possa ser definido qual o comprimento de projeto ideal para as estacas. Por se tratar de uma região bastante habitada, a escolha do diâmetro da estaca é afetada, pois quanto maior esse número, maior é o espaçamento mínimo entre duas estacas, porém também é imprescindível que atenda as cargas admissíveis.

As características da região também impactam para o dimensionamento e locação dos blocos, já que estes também possuem espaçamentos mínimos que devem ser respeitados. Em todas as obras os pilares possuem cargas diferentes entre si, e não seria diferente nessa obra, o que resulta em diferentes dimensionamentos dos blocos, por conta disso para evitar erros de operação por não manter uma uniformidade e isso comprometer a segurança, dimensiona-se todos os elementos considerando a pior situação.

Para finalizar, calculou-se o custo total para execução dessa obra, e para a região onde será realizada concluiu-se que está dentro do previsto, sendo mais um fato para afirmar que o dimensionamento foi feito de maneira eficiente.

7. Conclusões

Realizado este trabalho, podem-se ter duas perspectivas diferentes para chegar as devidas conclusões:

a. Do ponto de vista teórico

A magnitude das cargas dos pilares e o perfil de sondagem SPT do solo da região indicam que a melhor solução técnica de fundação é a estaca do tipo hélice contínua.

O conhecimento do subsolo, onde será construída a edificação, e os parâmetros de resistência das camadas deste solo são de suma importância para determinação da cota máxima da estaca. Esse conhecimento só foi possível nesse projeto por conta dos valores de N resultantes da sondagem SPT e dos cálculos posteriores que foram realizados em cima do método semiempírico de Aoki e Veloso (1975).

As normas NBR 6122 (ABNT, 2022) – Projeto e execução de fundações e NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de estruturas de concreto foram imprescindíveis para o dimensionamento geométrico e o dimensionamento estrutural desta fundação respectivamente.

Já para o orçamento é necessário o valor dos volumes e das quantidades de materiais, equipamentos, mão de obra e serviços, para assim realizar uma tabulação com seus devidos custos no mercado, chegando assim em um valor total da obra.

b. Do ponto de vista prático

O engenheiro calculista que irá trabalhar com fundações, não pode se basear apenas no conhecimento teórico, mas também levar em consideração as características e informações extraídas do campo. Portanto, o estudo e o conhecimento que um ensaio de campo apresenta são necessários para garantir que os dados do solo onde a obra será construída são confiáveis, mesmo que algumas horas sejam perdidas.

Com o dimensionamento realizado, de acordo com as normas vigentes, é possível desenvolver os projetos referentes ao estaqueamento e os blocos que estão presentes no Anexo B. Feito todos os cálculos e ensaios são fundamentais garantir que a segurança prevaleça, tanto para as pessoas que participaram da execução da obra quanto para as pessoas que irão habitar o imóvel, buscando sempre a relação custo-benefício mais positiva.

8. Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. São Paulo, 2014, 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. São Paulo, 2022, 108p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6484**: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. São Paulo, 2020, 28p.

ALBERTON SONDAGEM. Relatório: Sondagem de Solo SPT a Percussão. SP-03 – Joinville (SC), 2019.

ALONSO, U. R. Exercícios de fundações. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2019a, 218p.

ALONSO, U. R. Dimensionamento de fundações profundas. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2019b, 164p.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5. Buenos Aires, *Proceedings...*, Buenos Aires, v. 1, 1975, p. 367-376.

BASTOS, P. S. Blocos de Fundação. Apostila de Estruturas de Concreto III, UNESP, Campus de Bauru, 2020, 69p.

BILFINGER, W. Critérios de segurança de fundações em estacas cravada com consideração de controles executivos. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002, 260p.

BOAVENTURA, M. Projeto de fundação em estacas hélice contínua para um edifício de 15 pavimentos na cidade de Bauru (SP). 2016. 67 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2016.

BLOGSPOT. Disponível em: <http://1.bp.blogspot.com/-ycnbFPx9nfo/Th8lUTA3dTI/AAAAAAAAAB-4/MYg6soKprQ/s1600/2.gif>. Acesso em set. 2022a.

BLOGSPOT. Disponível em: <http://profqualificado.blogspot.com/2015/05/estaca-helice-continua.html>. Acesso em: set. 2022b.

CAMPOS, J. C. Elementos de fundações em concreto. São Paulo: Oficina de Textos, 2015, 544p.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo NBR 6118:2014. 4ª ed., São Carlos: EdUFSCar, 2021, 415p.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: v. 2. 2ª ed., São Paulo: Pini, 2013, 618p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundação por estacas: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 96p.

CYPE ENGENIEROS. Disponível em: http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Travamentos/Vigas_entre_sapatas/Sistema_de_formas_em_viga_entre_sapatas_0_0_0_1_0_0.html. Acesso em: set. 2022.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6. Rio de Janeiro, ABMS, Anais, Rio de Janeiro, 1978, v. 1, p. 45-53.

LANGENDONCK, T. van. Cálculo de concreto armado. Associação Brasileira de Cimento Portland, 1962, 166p.

NÁPOLES NETO, A. D. F. *et al.* História das fundações – Uma breve história das fundações. In: FALCONI, F. *et al.* Fundações: teoria e prática. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2019, p. 15-54.

PASCHOALETO, L. Projeto de fundação em estacas do tipo hélice contínua para um edifício residencial de 12 pavimentos no município de Catanduva (SP). 2019. 61f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2019.

QUARESMA, A. R. *et al.* Investigações Geotécnicas. In: FALCONI, F. *et al.* Fundações: teoria e prática. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2019, p. 121-166.

SISNIEGAS, G. Projeto estrutural de blocos sobre estacas. 2007. 23f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

ANEXO A

ALBERTON SONDAGEM		SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO SPT NBR 6484/01					SP- 03					
CLIENTE: RAPHAELA SACAVEM ENGENHARIA LTDA LOCAL: RUA OLGA TRUSZ SBOINSKI, Nº 62 - E.M BALTASAR BUSCHLE BARRIO: PARQUE GUARANÍ CIDADE: JOINVILLE - SANTA CATARINA						INÍCIO: 08/11/2019 FIM: 08/11/2019		COTA: 0,00 m				
GRÁFICO SPT 		PROFUNDIDADE (m)	RESULTADO DE PENETRAÇÃO (3 golpes/série)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT (N)		SONDAGEM A PERCUSSÃO LAV.	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34,9mm PESO = 65kg Ø EXTERNO = 50,8mm ALTURA DA QUEDA = 76cm REVESTIMENTO: 3 m		NÍVEL D'ÁGUA NA	AVANÇO
				INI.	FIN.				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL CONSISTENCIA OU COMPACTIDADE.			
		1,00	5 5 9 16 15 16	10	14							
		2,00	7 7 12 15 16 15	14	19							
		3,00	7 11 13 15 16 15	18	24							
		4,00	5 8 12 15 15 15	13	20							
		5,00	6 8 10 15 15 15	14	18							
		6,00	7 9 11 15 15 15	16	20							
		7,00	9 10 11 18 15 15	19	21							
		8,00	7 9 11 15 15 15	26	20							
		9,00	11 12 14 15 15 15	23	26							
		10,00	7 10 12 15 15 15	17	22							
		11,00	9 10 12 15 15 15	19	22							
		12,00	8 12 13 15 15 15	20	25							
		13,00	12 16 18 15 15 15	28	34							
		14,00	12 15 20 15 15 15	26	35							
		15,00	15 18 22 15 15 15	33	40							
		16,00	10 22 27 15 15 15	32	49							
		17,50	20 25 25 15 15 15	45	50							
		18,00										
		19,00										
Obs: PROSSEGUIR COM SONDA ROTATIVA												
ALBERTON SONDAGEM		DATA: 08/11/2019 ESCALA: Sem Escala	TRABALHO Nº: 0070 DESENHISTA: ADERBAL	FOLHA: 03/05 SONDADOR: JULIO	Engº ADERBAL ALBERTON CREA: 133.139-3							

APÊNDICE A

LOCAÇÃO DE PILARES E CARGAS

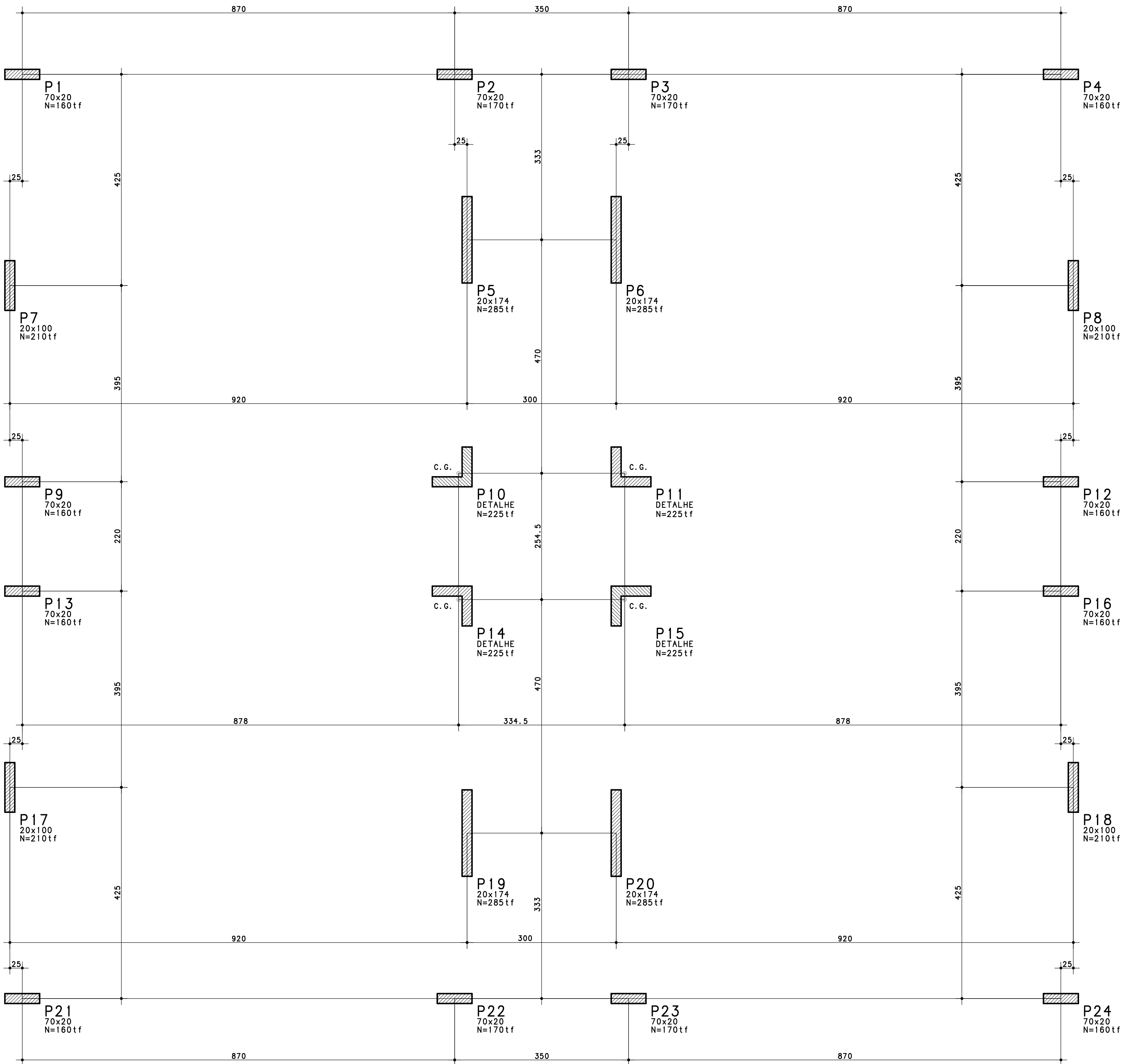
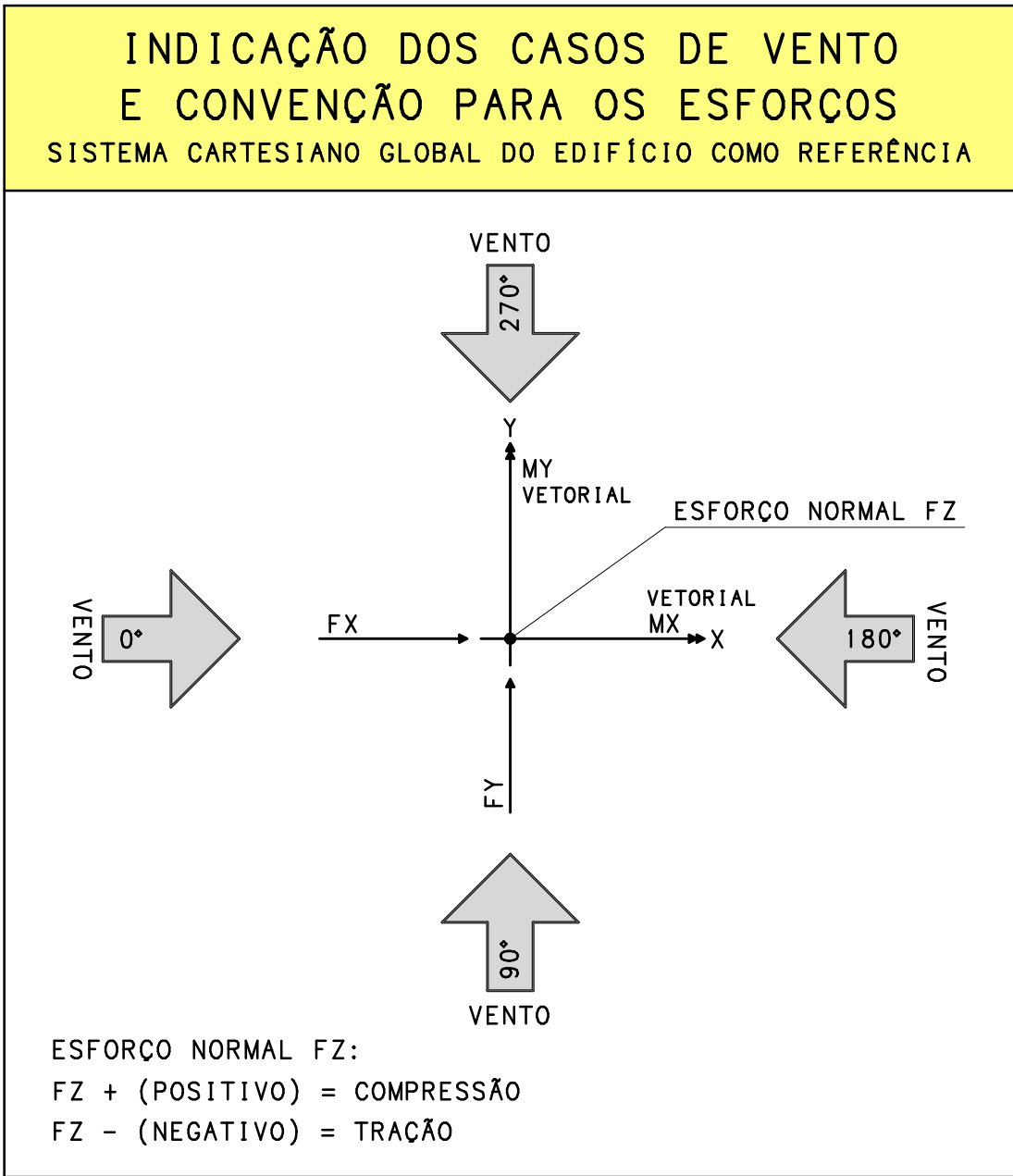
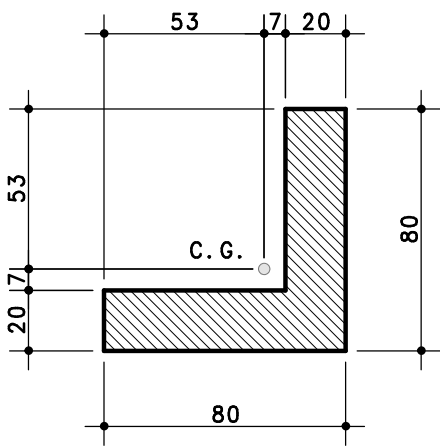


TABELA DE ESFORÇOS DEVIDOS AO VENTO
(FORÇAS EM tf e MOMENTOS EM tf.m)

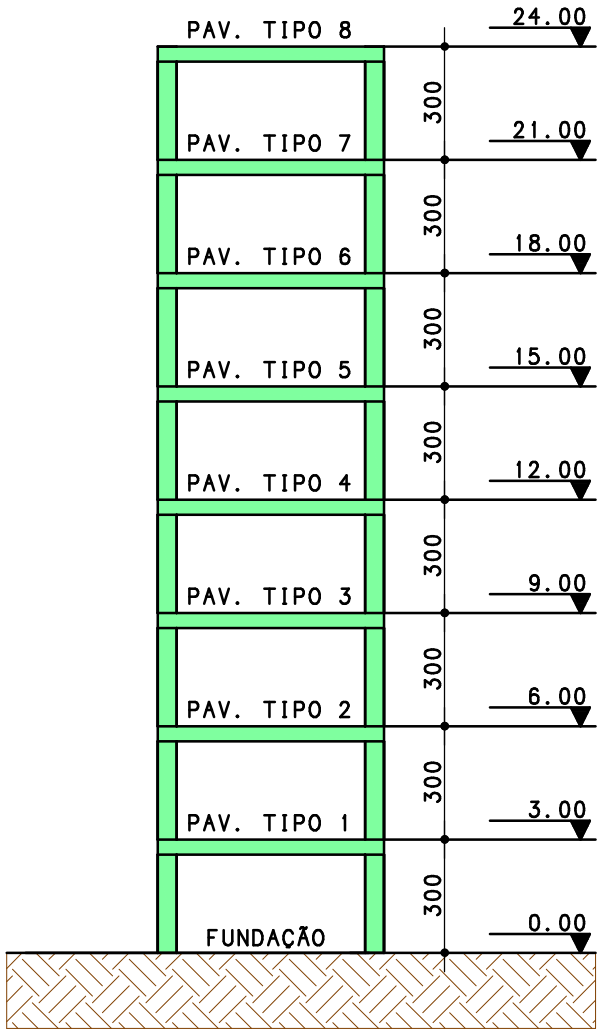
PILAR	VENTO 90°			VENTO 270°			VENTO 0°			VENTO 180°		
	FZ	FY	MX	FZ	FY	MX	FZ	FX	MY	FZ	FX	MY
P1	7	0	-1	-7	-0	1	-7	4	12	7	-4	-12
P2	16	0	-1	-16	-0	1	-23	6	14	23	-6	-14
P3	16	0	-1	-16	-0	1	23	6	14	-23	-6	-14
P4	7	0	-1	-7	-0	1	7	4	12	-7	-4	-12
P5	8	18	-69	-8	-18	69	-7	1	3	7	-1	-3
P6	8	18	-69	-8	-18	69	7	1	3	-7	-1	-3
P7	1	5	-14	-1	-5	14	-3	0	1	3	-0	-1
P8	1	5	-14	-1	-5	14	3	0	1	-3	-0	-1
P9	-8	0	-1	8	-0	1	-8	4	12	8	-4	-12
P10	3	5	-14	-3	-5	14	6	8	29	-6	-8	-29
P11	3	5	-14	-3	-5	14	-6	8	29	6	-8	-29
P12	-8	0	-1	8	-0	1	-8	4	12	-8	-4	-12
P13	8	0	-1	-8	-0	1	-8	4	12	8	-4	-12
P14	-3	5	-14	3	-5	14	6	8	29	-6	-8	-29
P15	-3	5	-14	3	-5	14	-6	8	29	6	-8	-29
P16	8	0	-1	-8	-0	1	8	4	12	-8	-4	-12
P17	-1	5	-14	1	-5	14	-3	0	1	3	-0	-1
P18	-1	5	-14	1	-5	14	3	0	1	-3	-0	-1
P19	-8	18	-69	8	-18	69	-7	1	3	7	-1	-3
P20	-8	18	-69	8	-18	69	7	1	3	-7	-1	-3
P21	-7	0	-1	7	-0	1	-7	4	12	7	-4	-12
P22	-16	0	-1	16	-0	1	-23	6	14	23	-6	-14
P23	-16	0	-1	16	-0	1	23	6	14	-23	-6	-14
P24	-7	0	-1	7	-0	1	7	4	12	-7	-4	-12



DETALHE PARA OS PILARES
P10/P11/P14/P15
ESCALA 1:25



CORTE ESQUEMÁTICO

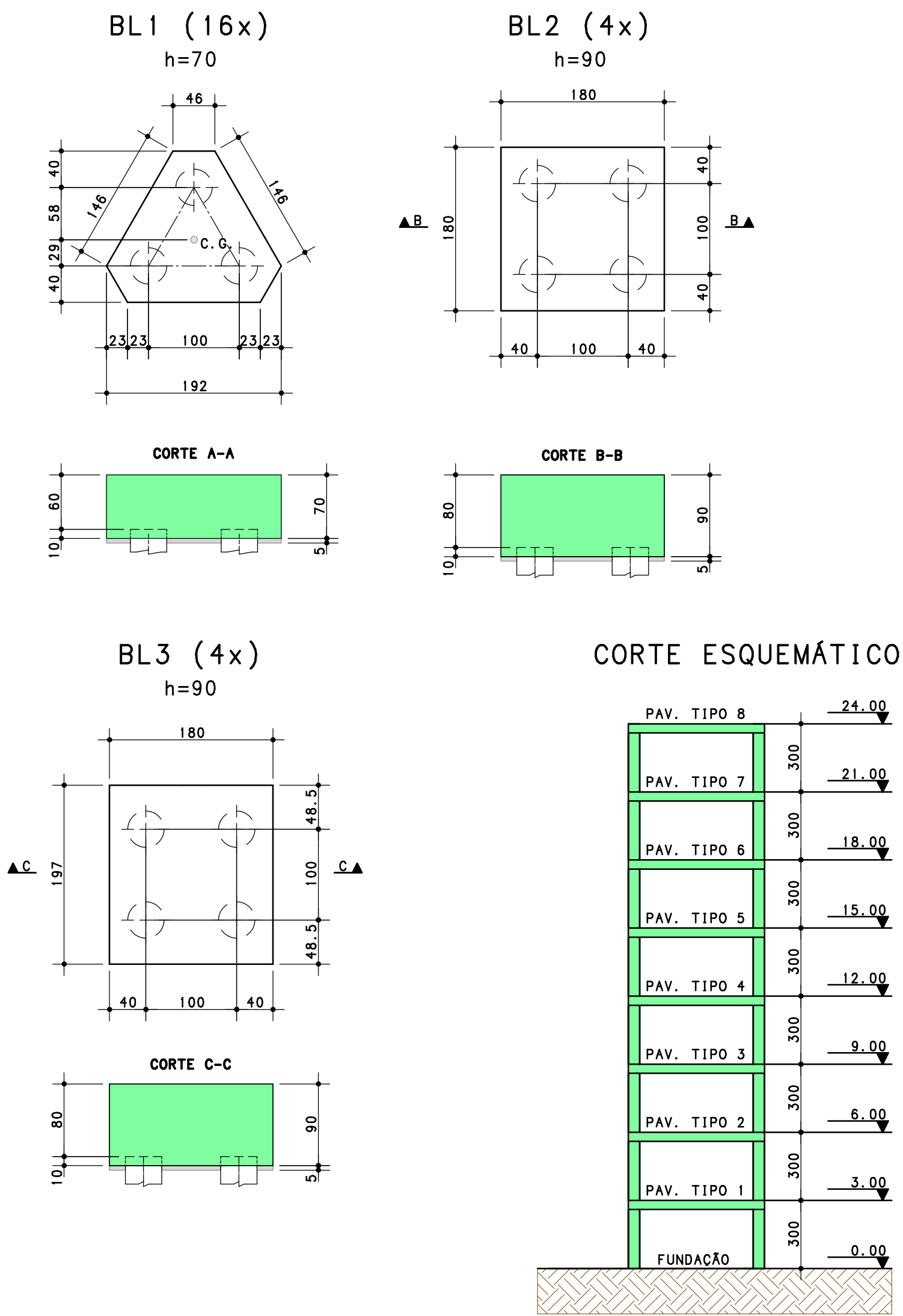
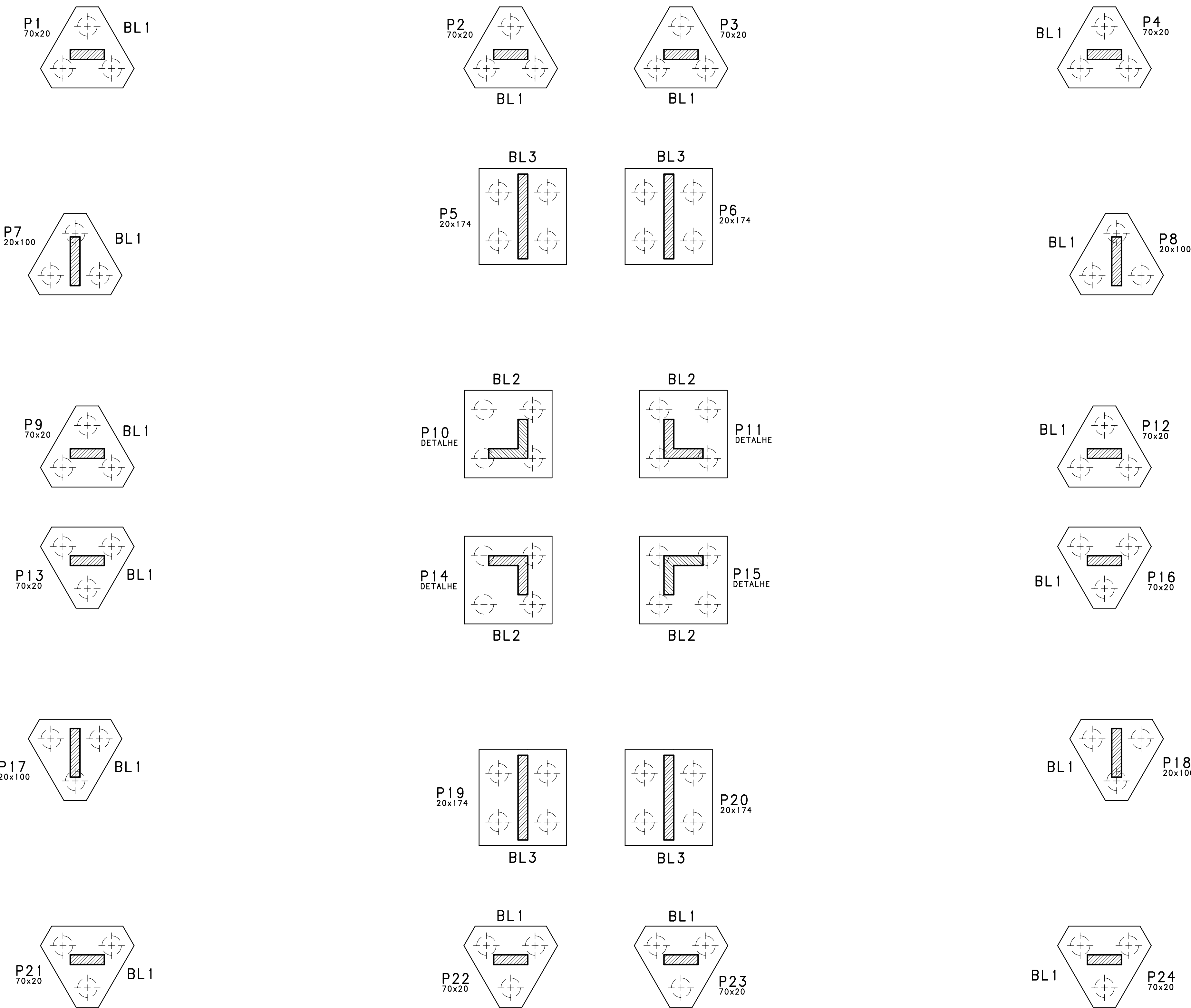


- NOTAS:
- 01 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS E NÍVEIS EM METROS
 - 02 - VERIFICAR MEDIDAS NA OBRA
 - 03 - OS PONTOS COTADOS DOS PILARES SÃO OS SEUS RESPECTIVOS CENTROS DE GRAVIDADE (C.G.)

APÊNDICE B

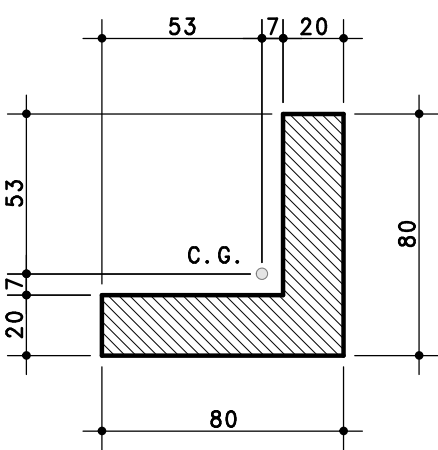
FÔRMAS DA FUNDAÇÃO

DETALHAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO



DETALHE PARA OS PILARES P10/P11/P14/P15

ESCALA 1:25



- NOTAS:
- 01 - MEDIDAS EM CENTÍMETROS E NÍVEIS EM METROS
 - 02 - VERIFICAR MEDIDAS NA OBRA
 - 03 - OS PONTOS COTADOS DOS PILARES SÃO OS SEUS RESPECTIVOS CENTROS DE GRAVIDADE (C.G.)

- ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS:
- 1 - CONCRETO CLASSE C30:
 - RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO $f_{ck} \geq 30$ MPa
 - 2 - CLASSE II DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL CONSIDERADA: AMBIENTE URBANO