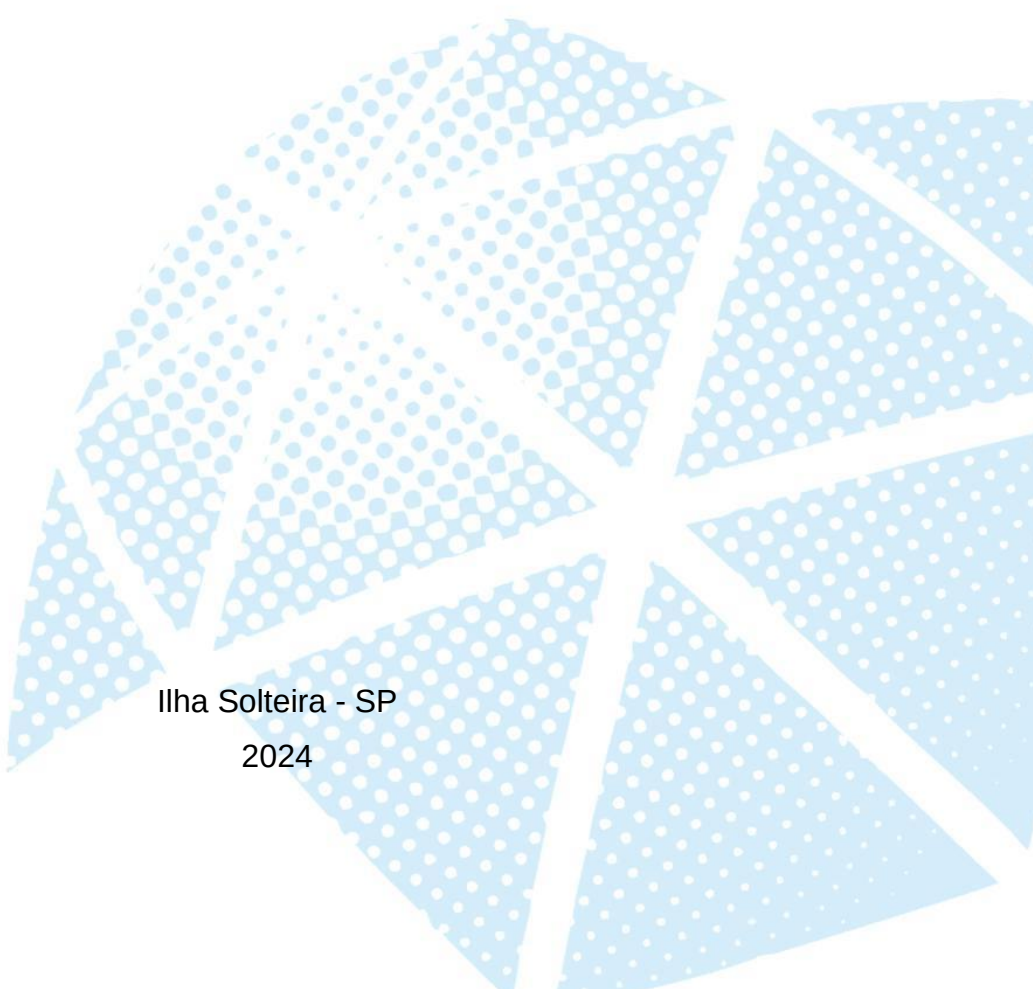


**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

RAUL KAZUYUKI MAEHARA

**PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE 8
PAVIMENTOS EM BAURU (SP)**



Ilha Solteira - SP
2024

RAUL KAZUYUKI MAEHARA

**PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE 8
PAVIMENTOS EM BAURU (SP)**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Estadual
Paulista (UNESP), Faculdade de
Engenharia, Câmpus de Ilha Solteira
(FEIS), como parte dos requisitos para
obtenção do grau de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. Artur Pantoja Marques

Ilha Solteira - SP

2024

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

M184p Maehara, Raul Kazuyuki.
Projeto de fundação para um edifício residencial de 8 pavimentos em Bauru (SP) / Raul Kazuyuki Maehara. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2024
71 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira,
2024

Orientador: Artur Pantoja Marques

Inclui bibliografia

1. Solo. 2. Fundação profunda. 3. Estaca hélice contínua. 4. Bloco de
coroamento. 5. Orçamento.

Raul Kazuyuki Maehara

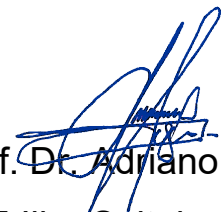
**PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL DE
8 PAVIMENTOS EM BAURU (SP)**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado à Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP), Faculdade de Engenharia, Câmpus de Ilha Solteira, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Aprovado em 05/07/2024

Banca Examinadora


Prof. Dr. Artur Pantoja Marques
UNESP/FE - Ilha Solteira (Orientador)


Prof. Dr. Adriano Souza
UNESP/FE Ilha Solteira (Examinador)


Prof. Dr. Marco Antônio de Moraes Alcantara
UNESP/FE Ilha Solteira (Examinador)

Ilha Solteira
05 de julho de 2024

Dedico este trabalho à minha família Irinete de Souza Andrade Maehara e Oswaldo
Mitimasa Maehara, por me incentivarem à nunca desistir.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, gostaria de agradecer à minha família, especialmente aos meus pais Oswaldo Mitimasa Maehara e Irinete de Souza Andrade Maehara, por terem me dado a oportunidade de estudar em outra cidade, além de terem me incentivado desde pequeno a manter-me assíduo e presente nos estudos. Também gostaria de agradecer às minhas irmãs Larissa Harume Maehara e Melissa Hanae Maehara, sendo que esta última me influenciou tremendamente na escolha da universidade, do curso e da unidade.

Além disso, gostaria de expressar minha gratidão aos meus colegas de república que me ajudaram durante todo o processo da graduação, não só nas disciplinas, mas também na convivência diária e no desenvolvimento pessoal: Igor José Finotello Rivera, João Victor Silva Ferrari, Lucas Paracampos Pacchioni e Fábio Aguiar. Agradeço também aos meus amigos Letícia Alves Ramos e Luiz Henrique Carneiro. Além destes, tive amigos de fora que me incentivaram a nunca desistir, como Renan Santos Soares e Rafael Cavalcante.

Quero agradecer às instituições Batera do Inferno e Engenheiros sem Fronteiras, que me proporcionaram experiências incríveis que contribuíram significativamente para meu crescimento pessoal e profissional.

Agradeço também ao professor Dr. Artur Pantoja Marques por ter me orientado não só neste trabalho, mas também pelo suporte como tutor ao final da minha graduação, e também ao professor Dr. Adriano Souza por ter dado apoio na realização deste trabalho.

Por fim, gostaria de agradecer à EBM Incorporações por ter me proporcionado a oportunidade de estágio na área de novos negócios e introdução ao mercado de trabalho.

“O futuro pertence àqueles que acreditam na
beleza de seus sonhos” (Eleanor Roosevelt).

RESUMO

Este trabalho apresenta o dimensionamento do projeto de fundação de um edifício residencial de 8 pavimentos, localizado na cidade de Bauru (SP). Inicialmente, foram definidas todas as características do empreendimento, como número de pavimentos, planta do pavimento tipo, caracterização e estudo do solo onde será realizada obra. Em seguida, os pilares foram locados para que as áreas de influência pudessem ser determinadas, permitindo o cálculo das solicitações em cada pilar. Dada a magnitude das cargas e o perfil de solo optou-se pela utilização de estacas hélice de 42,5 cm de diâmetro. Posteriormente, definiu-se a quantidade de estacas necessárias e seus comprimentos, com a utilização do método Aoki e Velloso (1975), bem como suas disposições geométricas para o dimensionamento dos blocos de coroamento. Por fim, com todos os materiais e estruturas dimensionados, foi confeccionado um orçamento para a implantação completa da fundação.

Palavras-chaves: solo, fundação profunda, estaca hélice contínua, bloco de coroamento, orçamento.

ABSTRACT

This work presents the design of the foundation project of an 8-storey residential building, located in the city of Bauru (SP). Initially, all the characteristics of the project were defined, such as the number of floors, the type of pavement plan, characterization and study of the soil where the work will be carried out. Then, the pillars were located so that the areas of influence could be determined, allowing the calculation of the stresses on each pillar. Given the magnitude of the loads and the soil profile, it was decided to use continuous helical piles of 42.5 cm in diameter. Subsequently, the number of piles required and their lengths were defined, using the Aoki and Velloso (1975) method, as well as their geometric dispositions for the design of the pile caps. Finally, with all the materials and structures dimensioned, a budget was prepared for the complete implementation of the foundation.

Keywords: soil, deep foundation, continuous helical piles, pile cap, budget.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema de execução do ensaio SPT	18
Figura 2 – Tipo de fundação (a) blocos, (b) sapata isolada, (c) sapata associada, e (d) radier	19
Figura 3 – Blocos de fundação.....	20
Figura 4 – Sapatas isoladas.....	20
Figura 5 – Sapatas corridas	21
Figura 6 – Radier.....	21
Figura 7 – Exemplo das etapas de um Tubulão	22
Figura 8 – Esquema de instalação de estaca hélice contínua	24
Figura 9 – Representação da resistência de uma estaca	25
Figura 10 – Prova de carga direta em placa	26
Figura 11 – Curvas de pressão versus recalque	27
Figura 12 – Prova de carga estática em estacas	27
Figura 13 – Curvas de carga versus recalque.....	28
Figura 14 – Biela de concreto no bloco sobre duas estacas	29
Figura 15 – Áreas de influência.....	31
Figura 16 – Disposição das estacas nos blocos	38
Figura 17 – Disposição das armaduras em blocos com uma estaca	43
Figura 18 – Representação de bloco sobre duas estacas	44
Figura 19 – Disposição da armadura dentro de um bloco sobre duas estacas.....	46
Figura 20 – Planta baixa do pavimento tipo	47
Figura 21 – Planta baixa com áreas de influência.....	48
Figura 22 – Representação de bloco sobre uma estaca	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estado de compacidade e consistência	19
Tabela 2 – Coeficiente α para cada localização de pilar	31
Tabela 3 – Carga admissível por diâmetro de estaca hélice contínua	32
Tabela 4 – Fatores F_1 e F_2	35
Tabela 5 – Coeficientes K e α do método Aoki e Velloso (1975)	35
Tabela 6 – Armadura e comprimento mínimo para cada tipo de estaca	37
Tabela 7 – Comprimentos básicos de ancoragem para barras de aço	41
Tabela 8 – Dimensões mínimas para blocos com uma estaca	43
Tabela 9 – Diâmetro e espaçamento das barras para blocos de uma estaca	43
Tabela 10 – Diâmetro de armadura mínimo para bloco sobre duas estacas	46
Tabela 11 – Carga atuante em cada pilar	49
Tabela 12 – Área estimada e dimensões dos pilares	50
Tabela 13 – Quantidade de estacas por Pilar	51
Tabela 14 – SPT unificado do solo do empreendimento	52
Tabela 15 – Cálculo do comprimento de projeto para estacas de $\phi 42,5$ cm	53
Tabela 16 – Orçamento para estaca de bitola de 30 mm	62
Tabela 17 – Orçamento para estaca de bitola de 50 mm	62
Tabela 18 – Orçamento de bloco de coroamento	63

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	15
2.1	OBJETIVO GERAL	15
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1	FUNDAÇÕES	16
3.2	ESTUDOS GEOTÉCNICOS	16
3.2.1	Standard Penetration Test - SPT	17
3.3	FUNDAÇÕES RASAS	19
3.3.1	Blocos de fundação	20
3.3.2	Sapatas isoladas	20
3.3.3	Sapatas corridas	21
3.3.4	Radier	21
3.4	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	22
3.4.1	Tubulões	22
3.4.2	Estacas	23
3.4.3	Hélices contínuas	23
3.5	CAPACIDADE DE CARGA	24
3.5.1	Provas de carga	25
3.5.1.1	Prova de carga direta em placa	26
3.5.1.2	Prova de carga estática em estacas	27
3.5.2	Método teórico	28
3.5.3	Métodos semiempíricos	28
3.6	ELEMENTOS DE TRANSIÇÃO	29
4	MATERIAIS E MÉTODOS	30
4.1	MATERIAIS	30
4.2	MÉTODOS	30
4.2.1	Dimensionamento	32
4.2.1.1	Quantidade de estacas por pilar	32
4.2.1.2	Comprimento das estacas	33
4.2.1.3	Carga admissível das estacas	35
4.2.1.4	Armação das estacas	36

4.2.1.5	Dimensionamento e detalhamento das estacas	36
4.2.1.6	Disposição geométrica e blocos de coroamento	37
4.2.1.7	Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento	39
4.2.1.8	Bloco sobre uma estaca	42
4.2.1.9	Bloco sobre duas estacas	43
4.2.1.10	Cálculo de volume	46
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	47
5.1	CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO.....	47
5.2	CARGA ATUANTE NOS PILARES	47
5.3	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	49
5.4	DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS	50
5.4.1	Quantidade de estacas.....	50
5.4.2	Profundidade de projeto	51
5.4.3	Armação das estacas	53
5.4.4	Dimensionamento dos blocos de coroamento.....	54
5.4.4.1	Blocos sobre uma estaca	54
5.4.4.2	Blocos sobre duas estacas.....	56
5.5	ORÇAMENTO	60
5.5.1	Volume de concreto.....	60
6	CONCLUSÃO	64
	REFERÊNCIAS.....	65
	APÊNDICE A – PLANTA BAIXA COM AS CARGAS POR PILAR.....	68
	APÊNDICE B – ÁREAS DE INFLUÊNCIA	69
	APÊNDICE C – POSICIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO	70
	APÊNDICE D – ENSAIO SPT UNIFICADO	71

1 INTRODUÇÃO

Dentro do vasto campo da engenharia civil, há uma área que se destaca pela sua importância estratégica e complexidade técnica: os projetos de fundações. Longe de serem simples apoios ao solo, as fundações representam um ponto crítico na interseção entre o conhecimento geotécnico, o dimensionamento estrutural e a mecânica dos materiais. É nesse contexto que se busca encontrar a melhor solução para cada desafio, visando garantir não apenas a estabilidade das estruturas, mas também a otimização dos recursos e a segurança dos usuários.

Este trabalho tem como objetivo explorar a importância das fundações na engenharia civil, desde sua evolução histórica até os conceitos fundamentais que norteiam seu projeto e execução. Além disso, será apresentado um estudo de caso prático envolvendo o dimensionamento de estacas hélice contínua para um edifício residencial de 8 pavimentos localizado em Bauru, São Paulo. Por meio da análise desse caso, pretende-se destacar a aplicação das normas técnicas pertinentes, como a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 6122 (ABNT, 2022), além do uso de ferramentas computacionais para o desenvolvimento de projetos estruturais robustos e seguros.

Outra questão é a confecção do orçamento para a execução da fundação, contendo materiais e mão de obra, tanto na confecção das estacas como dos blocos de coroamento.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo principal desse trabalho é a elaboração de um projeto completo de fundação para um edifício residencial de 8 pavimentos.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar a bibliografia referente ao tipo de fundação a ser projetada;
- Coletar os dados do projeto;
- Coletar os dados geotécnicos e de resistência do solo;
- Realizar a escolha técnica da fundação;
- Revisar os métodos de cálculo geotécnico para o dimensionamento da fundação, e
- Revisar os métodos de cálculo estrutural para o dimensionamento da fundação
- Confeccionar orçamento.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 FUNDAÇÕES

As fundações desempenham um papel fundamental na construção civil e são essenciais para a estabilidade, segurança e durabilidade das superestruturas. São estruturas concebidas para transmitir as cargas da superestrutura para o solo de apoio de forma segura e eficaz. Em outras palavras, as fundações são responsáveis de garantir, que uma edificação, permaneça firme e estável ao longo de sua vida útil resistindo as solicitações externas que atuam sobre a mesma, como o peso da própria estrutura, as cargas dos ocupantes e as forças da natureza, como vento e sismos (VELLOSO e LOPES, 2011).

Para cumprir sua função, as fundações devem ser projetadas levando em consideração uma série de fatores, incluindo as características do solo, as cargas impostas pela estrutura, às condições ambientais e os requisitos específicos do projeto. Existem diversos tipos de fundações, onde cada uma se adéqua a diferentes condições geológicas, tipos de estrutura e restrições do local (FALCONI *et al.*, 2019).

As fundações podem ser classificadas em dois grupos principais: fundações superficiais e fundações profundas. As fundações superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao solo através da base da estrutura, enquanto as fundações profundas são projetadas para transferir as cargas para camadas mais profundas do solo, geralmente por meio de estacas ou tubulões (ALONSO, 2019).

Além de proporcionar suporte estrutural, as fundações também desempenham um papel importante na prevenção de danos e patologias nas edificações. Uma fundação bem projetada e executada adequadamente pode minimizar problemas como recalques diferenciais, fissuras nas paredes e deslocamentos estruturais, garantindo a segurança e a integridade da construção (SOHLER e SANTOS, 2018).

3.2 ESTUDOS GEOTÉCNICOS

Os estudos geotécnicos são fundamentais na engenharia civil, fornecendo dados cruciais sobre as propriedades do solo e das rochas em uma determinada área de projeto. Compreender essas características são essenciais para garantir a

estabilidade, segurança e durabilidade das estruturas construídas sobre elas (REBELLO, 2019).

Falconi *et al.* (2019) comentam que esses estudos envolvem uma variedade de ensaios específicos para avaliar as propriedades geotécnicas do solo. Alguns dos principais ensaios incluem:

- 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

Os ensaios geotécnicos têm o mesmo objetivo, mas cada um busca diferentes informações. Entre os ensaios disponíveis, o mais comum e amplamente utilizado no Brasil é o ensaio de SPT (Standard Penetration Test), devido à sua acessibilidade e custo inferior em comparação com outros métodos. A norma 6484 (ABNT, 2020) busca padronizar o procedimento permitindo aumentar a confiabilidade e a precisão dos resultados (VELLOSO e LOPES, 2011).

3.2.1 Standard Penetration Test – SPT

O ensaio SPT é um dos métodos mais comuns de sondagem de solo utilizado na engenharia geotécnica. Ele fornece informações sobre a resistência do solo à penetração e é amplamente utilizado para investigações geotécnicas em projetos de engenharia civil, como fundações de edifícios, barragens, estradas e pontes (Souza, 2024).

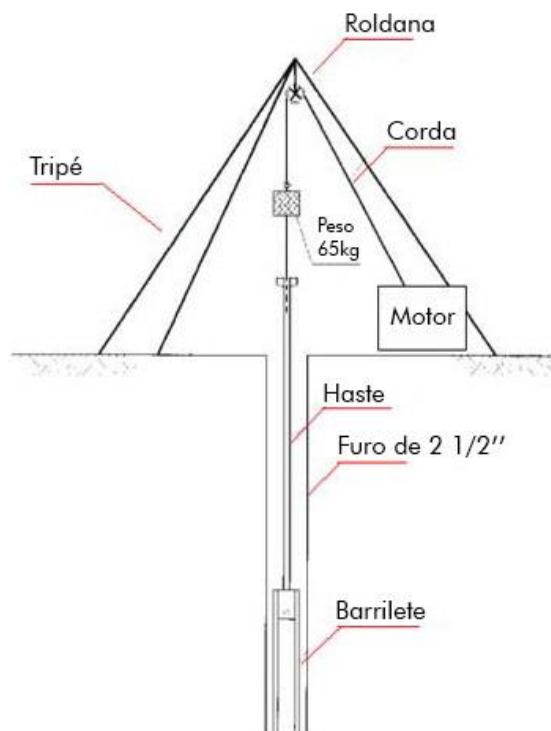
Durante o ensaio SPT, uma amostra de solo é coletada em uma série de etapas (MONTICELLI, 2021; ABGE, 2024):

- **Preparação do local:** O local é preparado e uma perfuratriz é instalada para perfurar o solo até a profundidade desejada.
- **Martelo de queda:** Um martelo de queda é levantado a uma altura específica e solto, deixando-o cair livremente em direção a um amostrador padrão, conhecido como "trado amostrador".

- **Penetração:** O martelo de queda força o trado amostrador para baixo, penetrando no solo. A cada golpe, a profundidade de penetração é registrada.
- **Número de golpes:** O número de golpes necessários para cada incremento de 30 cm de penetração é registrado. Isso fornece uma medida da resistência do solo à penetração em intervalos específicos de profundidade.

Os resultados do ensaio SPT são apresentados em um gráfico conhecido como "Gráfico de Correlação SPT", que mostra o número de golpes (N) em função da profundidade. Este gráfico ajuda os engenheiros a interpretar os dados e entender as características do solo, como a resistência e a granulometria.

Figura 1 - Esquema de execução do ensaio SPT.



Fonte: Pereira (2024).

Tabela 1 - Estado de compactidade e consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

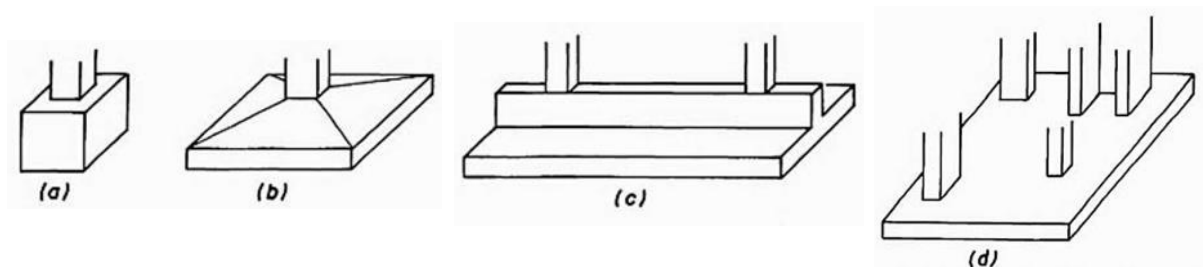
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: ABNT (2020).

3.3 FUNDAÇÕES RASAS

As fundações rasas, também conhecidas como fundações superficiais, desempenham um papel crucial na sustentação de estruturas construídas, transmitindo as cargas da superestrutura para camadas mais superficiais do solo. Amplamente utilizadas na engenharia civil devido à sua simplicidade de construção, custo relativamente baixo e capacidade de suportar cargas moderadas, as fundações rasas são frequentemente empregadas em edificações de pequeno e médio porte, onde as condições do solo são favoráveis.

Figura 2 - Tipo de fundação (a) blocos, (b) sapata isolada, (c) sapata associada, e (d) radier.

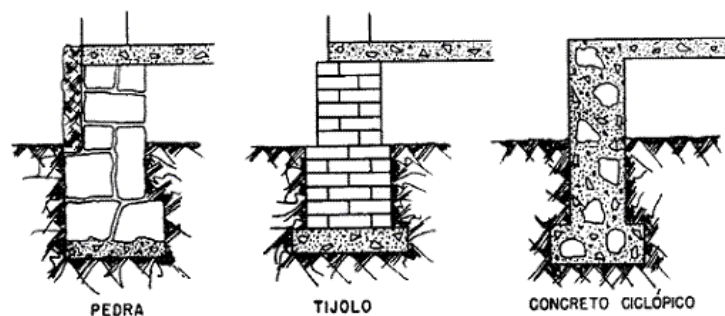


Fonte: Falconi (2019).

3.3.1 Blocos de fundação

Consistem em elementos de concreto, geralmente em forma de blocos retangulares maiores (Figura 3), projetados para suportar a carga de uma estrutura. Esses blocos são colocados em intervalos regulares sob as paredes da edificação, proporcionando uma base sólida e uniformemente distribuída para a carga da superestrutura (REBELLO, 2019).

Figura 3 – Blocos de fundação.

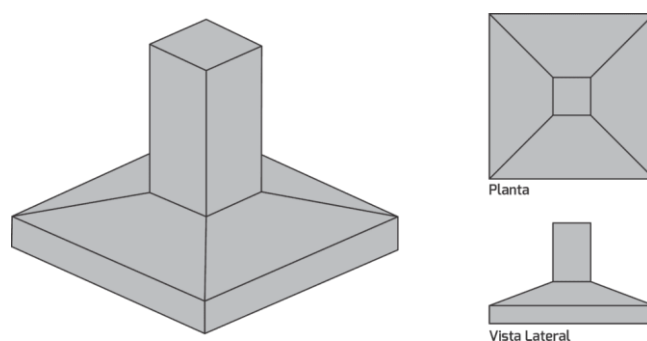


Fonte: Construção Civil (2024).

3.3.2 Sapatas Isoladas

São elementos de concreto em forma de blocos retangulares ou quadrados projetados para suportar cargas concentradas de colunas ou pilares individuais (Figura 4). Sua distribuição uniforme de cargas sobre uma área maior ajuda a minimizar a pressão sobre o solo e é ideal para solos firmes e pouco compressíveis.

Figura 4 – Sapatas isoladas.

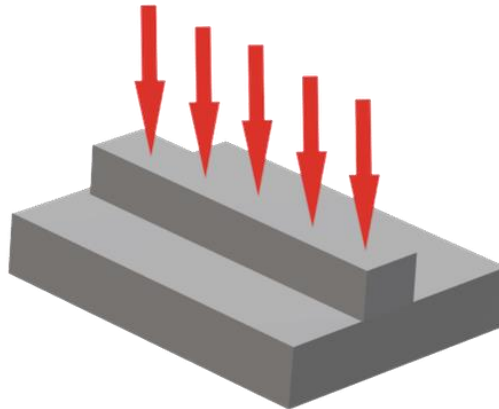


Fonte: Viva Decora (2024).

3.3.3 Sapatas Corridas

Similar às sapatas isoladas, as sapatas corridas são usadas para distribuir cargas lineares, como as provenientes de paredes ou muros (Figura 5). Elas são particularmente adequadas para solos com baixa capacidade de suporte e oferecem uma solução eficaz para edifícios de alvenaria.

Figura 5 – Sapatas corridas.



Fonte: Celere (2024).

3.3.4 Radier

Trata-se de uma laje de concreto armado que cobre toda a área da construção, distribuindo uniformemente as cargas da superestrutura ao solo subjacente (Figura 6). Os radieres são eficazes em solos uniformes e de boa capacidade de suporte e são especialmente úteis em áreas sujeitas a movimentações diferenciais do solo.

Figura 6 – Radier.



Fonte: AEAU (2024).

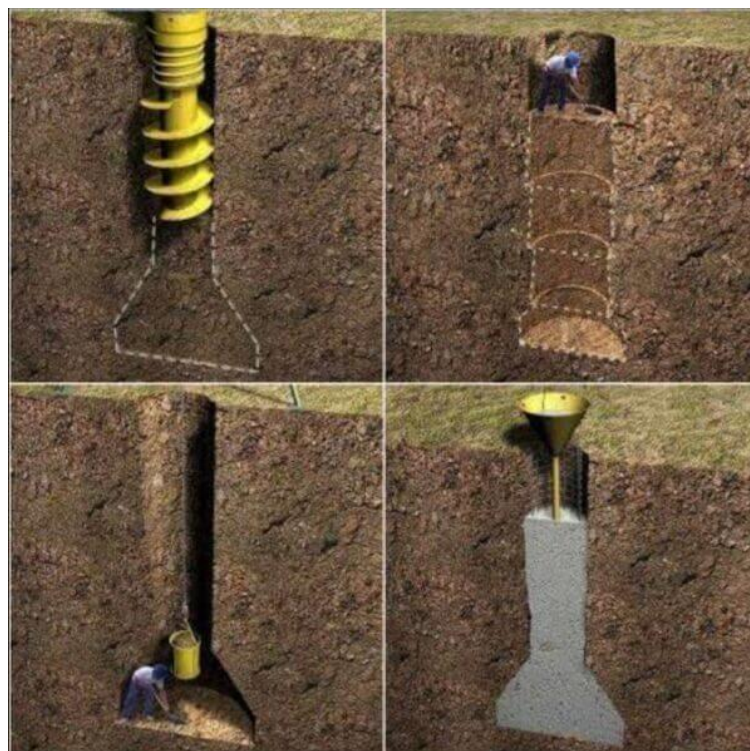
3.4 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas desempenham um papel essencial na engenharia civil, fornecendo suporte estrutural em áreas onde as fundações rasas não são viáveis devido a condições adversas do solo ou à necessidade de suportar cargas excepcionalmente pesadas. Diferentemente das fundações rasas, que transmitem as cargas para camadas superficiais do solo, as fundações profundas são projetadas para alcançar camadas mais profundas e resilientes, onde a capacidade de suporte do solo é maior (REBELLO, 2019).

3.4.1 Tubulões

Os tubulões são elementos de fundação profunda que consistem em poços ou escavações cilíndricas feitas no solo, geralmente com o auxílio de equipamentos de escavação mecânica. Eles são preenchidos com concreto após atingirem a profundidade desejada, proporcionando um suporte estável para a estrutura acima (Figura 7).

Figura 7 – Exemplo das etapas de um Tubulão.



Fonte: PEX (2024).

3.4.2 Estacas

As estacas são elementos estruturais cilíndricos ou prismáticos que são cravados ou perfurados no solo até atingirem camadas de solo capazes de suportar as cargas da estrutura. Existem vários tipos de estacas, incluindo estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas e estacas escavadas, cada uma adaptada a diferentes condições geotécnicas e requisitos estruturais (FALCONI, 2019).

Buscando atender as diversas necessidades (tipo de solicitação, magnitude das cargas, presença de nível de água próximo a superfície do terreno, existência de matacões no solo, solo superficial de baixa capacidade de carga, presença de camadas de solo compressível, valores obtidos de N_{spt} no ensaio SPT entre outros), foram criados diversos tipos de estacas, a saber:

- a) Estacas escavadas de pequeno diâmetro ($\varnothing \leq 50$ cm);
- b) Estacas escavadas de grande diâmetro ($\varnothing > 50$ cm) com ou sem fluido estabilizante;
- c) Estacas pré-moldadas de concreto (seção quadrada, circular, hexagonal, octagonal, estrela) maciças ou vazadas;
- d) Estacas apiloadas;
- e) Estacas metálicas (tubos, perfis e trilho);
- f) Estacas hélice contínua;
- g) Estacas ômega, e
- h) Estacas raiz.

Neste trabalho optou-se em fazer um projeto de fundação com estacas hélice contínua.

3.4.3 Hélices Contínuas

Trata-se de uma estaca moldada “in loco”, caracterizada pela perfuração do solo através de segmentos de trado acopláveis (Figura 8-1), dispostos na própria perfuratriz em um sistema mecânico, denominado alimentador de hélices. Os trados ou hélices possuem um tubo central vazado e em sua face inferior uma tampa metálica recuperável para evitar a entrada de solo no tubo durante a perfuração do solo.

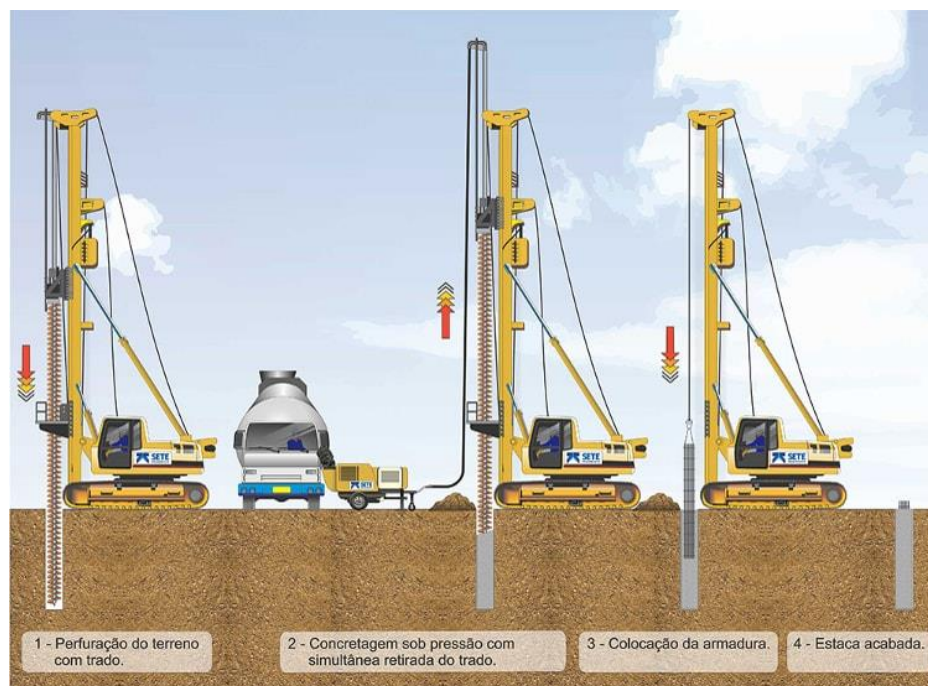
Atingida a profundidade prevista inicia-se o bombeamento de concreto pelo tubo central e, concomitantemente, as hélices são extraídas do terreno uma a uma,

desacopladas e acondicionadas no alimentador de hélices (Figura 8-2). Para este processo o sistema de bombeamento do concreto é interrompido pelo mesmo número de vezes da quantidade de segmentos de hélices utilizados na perfuração.

O método de execução da estaca tipo hélice contínua exige que suas armaduras sejam instaladas somente após a sua concretagem (Figura 8-3).

A introdução da armadura é feita manualmente ou com o auxílio de um peso “pilão”, que se apoiará sobre a armação e será empurrado pela própria mesa da perfuratriz ou pela pá carregadeira disponível na obra para retirada do material escavado.

Figura 8 – Esquema de instalação de estaca hélice contínua.



Fonte: Escola de Engenharia (2024).

3.5 CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga das estacas é crucial na engenharia geotécnica, determinando sua habilidade de suportar as cargas da estrutura acima e transmiti-las ao solo de maneira segura. Este aspecto é fundamental no projeto e construção de estruturas que dependem de estacas como fundação profunda (CINTRA e AOKI, 2010).

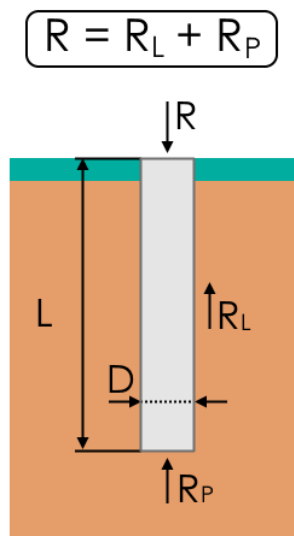
A capacidade de carga é influenciada por diversos fatores, incluindo as propriedades do solo, geometria da estaca, profundidade de cravação e tipo de carga aplicada. Métodos de avaliação variam desde análises empíricas até ensaios de carga em campo, com avanços tecnológicos permitindo análises mais precisas (CINTRA e AOKI, 2010).

No caso das fundações profundas, a carga de ruptura é quem define a capacidade de carga, que pode ocorrer de duas formas:

- Resistência estrutural do material que compõem a fundação, e
- Resistência do solo o qual serve de suporte e sustentação.

Portanto, de ambos os valores para questão de segurança, o menor deles deve ser escolhido como parâmetro. No caso das estacas de fundação, é levado em consideração tanto a resistência lateral como a resistência de ponta da estaca como mostra a Figura 9.

Figura 9 – Representação da resistência de uma estaca.



Fonte: ALTOQI (2024).

Há três maneiras de se determinar a tensão resistente a partir do estado último segundo a norma NBR 6122 (ABNT, 2022), a saber:

- Métodos semiempíricos;
- Métodos teóricos, e
- Provas de carga.

3.5.1 Provas de carga

Consistem na aplicação de uma força controlada sobre uma placa de aço rígida ou sobre tubulões ou estacas, com o monitoramento dos deslocamentos causados por essa força. São utilizados macaco hidráulico e bomba hidráulica, para aplicar os estágios de carga crescentes. Com os dados obtidos constrói-se a curva de tensão *versus* deformação, com o qual se obtém cargas/tensões máximas ou cargas/tensões de ruptura.

3.5.1.1 Prova de carga direta em placa

Este ensaio é regulamentado pela norma NBR 6489 (ABNT, 2019) sendo aplicado para a determinação da capacidade de carga do solo para fundações superficiais (blocos de concreto, sapatas corridas, sapatas e *radier*). É baseado na compressão de uma placa rígida de aço ($\varnothing = 80$ cm) contra o solo (Figura 10).

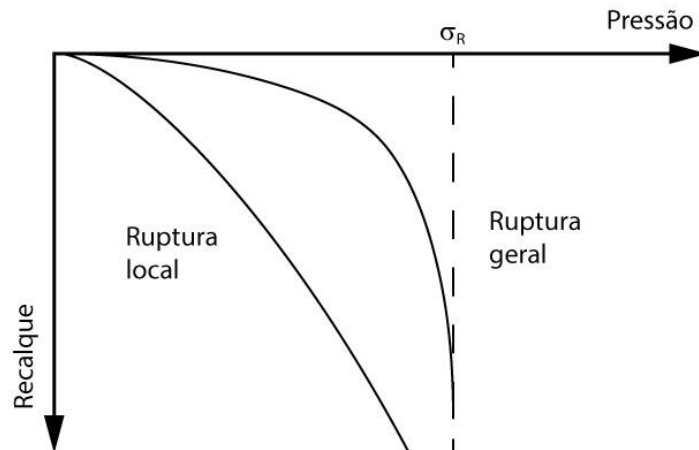
Figura 10 – Prova de carga direta em placa.



Fonte: Fundatest (2024).

A curva obtida no ensaio é de tensão versus recalque (Figura 11). A capacidade de carga é a tensão (pressão) para 25 mm de recalque ($\sigma_{25\text{mm}}$ – solos com ruptura local) ou tensão que leva a ruptura do solo de fundação (σ_r - solos com ruptura geral).

Figura 11 – Curvas de pressão versus recalque.

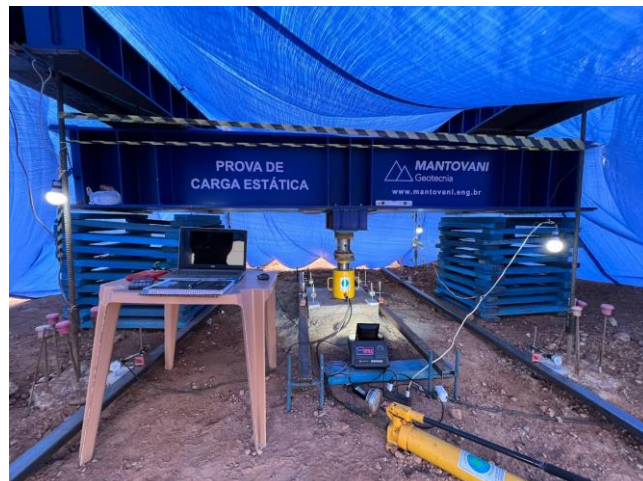


Fonte: Guia da Engenharia (2024).

3.5.1.2 Prova de carga estática em estacas

As provas de carga estática são realizadas em fundações profundas (estacas e tubulões), atendendo aos critérios da norma NBR 16903 (ABNT, 2020), comprimindo ou tracionando tubulões ou estacas, instalados em perfis de solos (Figura 12).

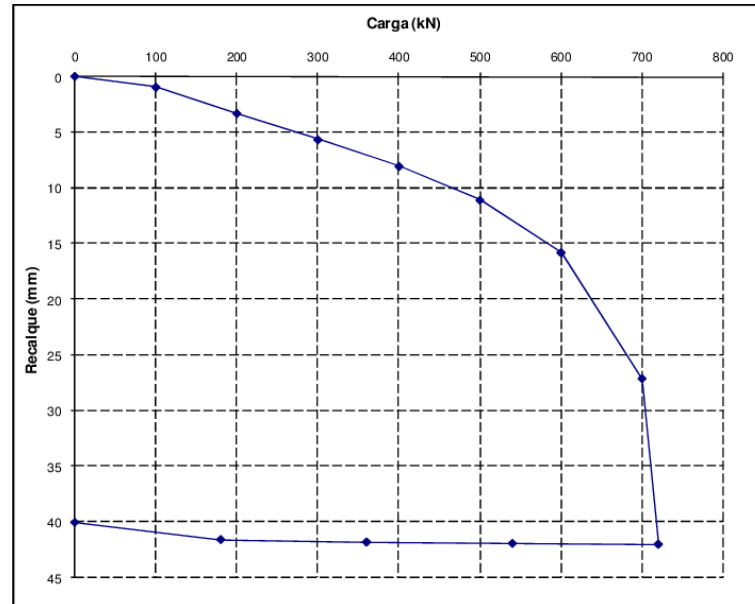
Figura 12 – Prova de carga estática em estacas.



Fonte: Mantovani Geotecnia (2024).

A curva obtida no ensaio é de carga versus recalque (Figura 13). A capacidade de carga é a carga para 25 mm de recalque ($C_{25\text{mm}}$ – solos com ruptura local) ou carga que leva a ruptura do solo de fundação (C_r - solos com ruptura geral).

Figura 13 – Curvas de carga versus recalque.



Fonte: Guia da Engenharia (2024).

3.5.2 Método teórico

A norma NBR 6122 (ABNT, 2022) define que os métodos analíticos podem ser aplicados, desde que levem em conta todas as especificidades do projeto. Embora os métodos teóricos ainda sejam objeto de estudo devido à necessidade de detalhes locais, sua utilização para determinar a capacidade de carga não é tão frequente.

3.5.3 Métodos semiempíricos

Alonso (2019) observa que os métodos teóricos geralmente não fornecem resultados satisfatórios ao considerar fundações em estacas. Isso se deve a vários fatores, como a incerteza quanto ao comportamento de cada camada do terreno, incluindo tensões e condições de drenagem; a dificuldade em determinar a resistência ao cisalhamento; a variedade de processos construtivos que afetam as tensões no solo; a heterogeneidade do subsolo; a falta de simultaneidade entre as resistências

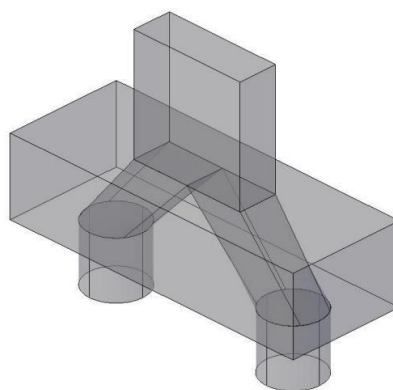
de atrito e de ponta das estacas, ou seja, o aumento de uma não ocorre ao mesmo tempo do aumento da outra; e a presença de fatores internos e externos que alteram o movimento relativo entre o solo e a estaca. Diante disso, é mais comum recorrer a fórmulas empíricas. Dois métodos amplamente conhecidos são os de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). No caso deste trabalho será utilizado o método Aoki e Velloso.

3.6 ELEMENTOS DE TRANSIÇÃO

Blocos de coroamento ou elementos de transição desempenham um papel crucial em sistemas de fundações profundas, fornecendo uma interface segura e estável entre as estacas e a superestrutura da construção. Esses elementos são projetados para distribuir uniformemente as cargas das estacas para a estrutura acima, garantindo uma transferência eficiente de forças e minimizando os efeitos adversos no solo (SOHLER e SANTOS, 2018).

Os blocos de coroamento ou elementos de transição podem ser categorizados como rígidos ou flexíveis. Nos blocos rígidos, as estacas distribuem a carga, com a transmissão ocorrendo principalmente por meio de bielas (Figura 14), e qualquer ruptura geralmente ocorre devido à compressão dessas bielas (BASTOS, 2020).

Figura 14 – Biela de concreto no bloco sobre duas estacas.



Fonte: Bastos (2020)

Já nos blocos flexíveis, é necessário realizar uma análise mais detalhada, considerando desde os esforços transmitidos pelas estacas até a capacidade de resistência à punção oferecida pelo pilar (BASTOS, 2020).

4 MATERIAL E MÉTODOS

4.1 MATERIAIS

Para a elaboração deste trabalho, foram utilizados os materiais a seguir:

- Softwares como Excel para planilhas e AutoCAD para desenhos;
- Normas técnicas, artigos, dissertações, teses, livros e sites, conforme descritos nas Referências;
- Planta de pilares na escala 1:50 contendo as cargas de projeto atuantes nos pilares (Apêndice A), e
- Perfil de sondagem do solo com valores de “N” obtidos no ensaio SPT (Apêndice D).

4.2 MÉTODOS

As cargas atuantes nos pilares (P_i) foram determinadas pelo método da área de influência, que se refere à área ao redor do pilar que absorve uma parte da carga da estrutura, resumindo-se a um problema geométrico, onde se une uma região da laje para o pilar mais próximo (OLIVEIRA JÚNIOR, 2024). E foi aplicada a equação 1 para a determinação da carga.

$$P_i = A_{infl} \cdot q \cdot NP \cdot \alpha \quad (1)$$

em que:

A_{infl} : Área de influência;

q : carga atuante sobre estruturas (edifícios residenciais $\rightarrow q = 10$ kN/m².pavimento)

NP : Número de pavimentos, e

α : fator multiplicador em função da posição do pilar (Tabela 2).

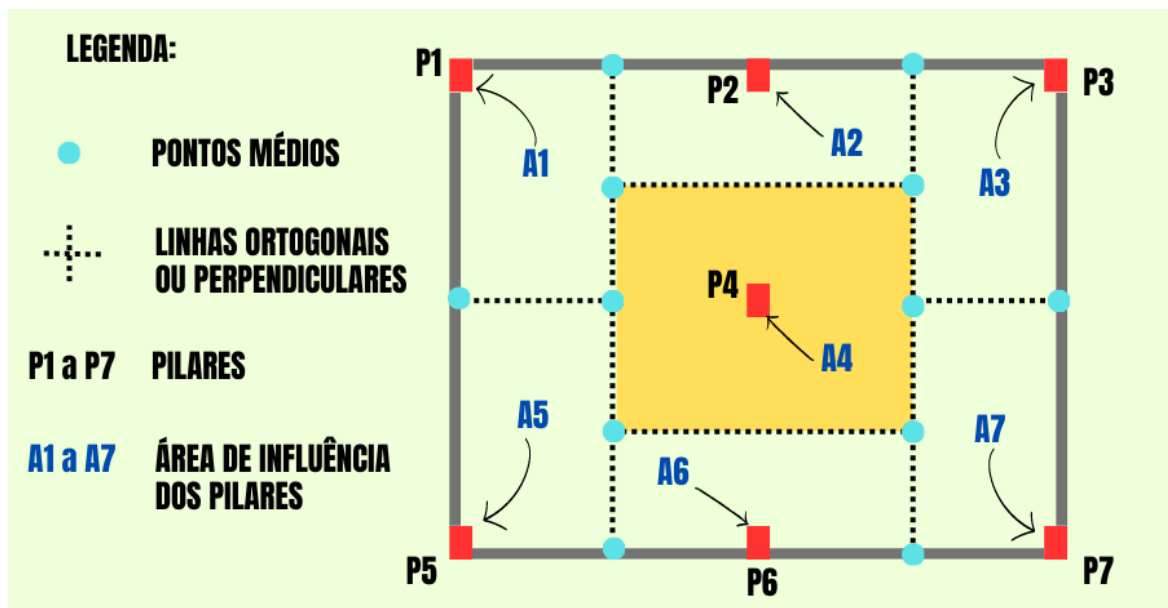
Tabela 2 – Coeficiente α para cada localização de pilar.

PILAR	α
Intermediário	1,3
Extremidade	1,6
Canto	1,8

Fonte: Elaborada pelo autor.

Logo, para resolver este problema, identifica-se o vizinho de cada pilar e divide-se a distância pela metade, e neste ponto traça-se uma linha perpendicular. Ao final do processo áreas se formam em torno dos pilares, delimitadas pelas linhas ortogonais, definindo-se as áreas de influência (Figura 15).

Figura 15 – Áreas de influência.



Fonte: Oliveira Júnior (2024).

A base da metodologia aplicada foram às normas NBR 6122 (ABNT, 2022) e NBR 6118 (ABNT, 2014), que ditam o processo de projeto e execução de fundações e estruturas de concreto respectivamente (no caso deste, mais precisamente usaremos a parte de blocos de coroamento). A estaca escolhida para este trabalho foi do tipo estaca-hélice pré-moldada.

Para o dimensionamento das estacas será utilizado o método semiempírico de Aoki e Velloso (1975), por ser um dos mais utilizados e mais práticos, isso a partir do SPT realizado no terreno onde será implantada a fundação.

4.2.1 Dimensionamento

4.2.1.1 Quantidade de estacas por pilar

A primeira etapa para se dimensionar as estacas é avaliar quantas estacas serão necessárias por pilar, no caso dos pilares isolados, que se calcula pela equação (2).

$$NE = \frac{P_i}{P_e} \quad (2)$$

em que:

P_i : Carga aplicada sobre o pilar;

P_e : Carga máxima suportada pela estaca (kN), e

NE: Número de estacas

Tabela 3 – Carga admissível por diâmetro de estaca hélice contínua.

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de Catálogo P_e (kN)
Hélice contínua $\sigma_c = 6$ MPa (Antunes e Tarozzo, 1998)	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1250
	Ø 60	1800
	Ø 70	2400
	Ø 80	3200
	Ø 90	4000
	Ø 100	5000

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Algo a se lembrar é de que só é possível a utilização de números inteiros na quantificação de estacas, portanto caso a divisão dê um número decimal, por via de segurança, sempre se arredonda para o primeiro número inteiro superior.

Outra menção válida é de que como destaca ALONSO (2019), todas essas considerações só são válidas se o centro de carga do pilar coincidir com o centro de estaqueamento, além de ser necessário que todas as estacas sejam de mesma dimensão.

4.2.1.2 Comprimento das estacas

Para este dimensionamento, é necessário calcular o comprimento de projeto, ou seja o quão fundo as estacas irão, isso por meio do método semiempírico de Aoki e Velloso (1975), que diz que a carga suportada por um estaca é transmitida ao solo tanto pela sua lateral (ao longo do fuste) quanto pela sua ponta, como é mostrado na Figura 9.

Além disso, a capacidade de carga é dada pela soma das duas resistências citadas, onde a carga de atrito lateral é o somatório das resistências de cada seção ao longo do seu comprimento, e a carga de ponta é a suportada pela ponta da estaca, dada pela equação (3).

$$Q_r = \sum_{i=1}^n Q_{s,r,i} + Q_{p,r} \quad (3)$$

em que:

$Q_{s,r,i}$: Carga de atrito lateral na ruptura, e

$Q_{p,r}$: Carga de ponta na ruptura.

Cada carga é calculada separadamente, portanto, começando pela carga lateral, temos a equação (4).

$$Q_{s,r,i} = F_i \cdot A_{s,i} \quad (4)$$

em que:

F_i : Atrito lateral na seção “i” da estaca (equação 5), e

$A_{s,i}$: Área da superfície lateral da seção “i” no comprimento da estaca.

$$F_i = \frac{a_i \cdot K_i \cdot N_{méd,i}}{F_2} \quad (5)$$

em que:

a_i : Coeficiente que relaciona o atrito lateral com a resistência de ponta, na seção “i”;

$K_{méd,i}$: Valor que converte a resistência do ensaio SPT em resistência de ponta na seção “i”;

$N_{méd,i}$: Valor de N médio do SPT na seção “i”, e

F_2 : Fator referente a resistência lateral ao solo.

Se tratando de $A_{s,i}$, seu valor é obtido pela equação (6).

$$A_{s,i} = \varphi \cdot \pi \cdot \Delta_{li} \quad (6)$$

em que:

φ : Diâmetro da estaca, e

Δ_{li} : Espessuras da camada de solo na seção “i”.

Agora se tratando da carga de ponta $Q_{p,r}$, utiliza-se a equação (7).

$$Q_{p,r} = q_{p,r} \cdot A_p \quad (7)$$

em que:

$q_{p,r}$: Reação de ponta (equação 8), e

A_p : Área da seção transversal da ponta da estaca (equação 9).

$$q_{p,r} = \frac{K_p \cdot N_p}{F_1} \quad (8)$$

em que:

K_p : Valor que converte a resistência do ensaio SPT em resistência de ponta;

N_p : Valor de N de SPT na ponta da estaca, e

F_1 : Fator referente a resistência de ponta ao solo

$$A_p = \frac{\pi \cdot \varphi^2}{4} \quad (8)$$

Nas Tabelas 4 e 5, respectivamente, é possível observar os valores de F_1 e F_2 para cada tipo de estaca, e os valores de “K” e “ α ” para cada tipo de solo respectivamente, isso para o método Aoki e Velloso (1975).

Tabela 4 – Fatores F_1 e F_2

Tipo de Estaca		F_1	F_2
Franki		2,50	5,00
Metálica		1,75	3,50
Pré-moldada		$1 + (\varnothing(\text{cm})/80)$	$2.F_1$
Escavada	Pequeno diâmetro ($\varnothing \leq 50 \text{ cm}$)	3,00	6,00
	Grande diâmetro ($\varnothing > 50 \text{ cm}$)	3,50	7,00
Hélice contínua, Ômega e Raíz		2,00	4,00

Fonte: Alonso (2019).

Tabela 5 – Coeficientes K e α do método Aoki e Velloso (1975).

Tipo de terreno	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Alonso (2019)

4.2.1.3 Carga admissível das estacas

A NBR 6122 (ABNT, 2022) destaca que quando se utiliza um método semiempírico para a determinação da capacidade de carga, no intuito de se garantir uma maior segurança contra recalques, é utilizado um coeficiente de segurança igual a 2. Portanto, como preconiza o método Aoki e Velloso (1975), a carga admissível é determinada pela equação (10).

$$Q_{adm} = \frac{Q_r}{2} \quad (10)$$

Lembrando que essa verificação tem que ser feita para cada diâmetro diferente de estaca.

4.2.1.4 Armação das estacas

Para determinar a armação de estacas pode-se consultar a NBR 6122 (ABNT, 2022), que cita a necessidade de verificar se haverá ou não a necessidade de armação, por meio da equação (11).

$$\sigma_{sd} = \frac{Q_{adm}}{A_{est}} \quad (11)$$

em que:

$$\sigma_{sd} \leq 0,85.F_{cd}$$

4.2.1.5 Dimensionamento e detalhamento das estacas

Alguns valores mínimos precisam ser respeitados quando nos tratamos do dimensionamento estrutural das estacas e dos seus respectivos blocos de coroamento, como mostra a Tabela (6). Além disso, vale lembrar que estacas que são solicitadas somente a compressão não necessitam de armadura longitudinal.

Tabela 6 – Armadura e comprimento mínimo para cada tipo de estaca.

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).

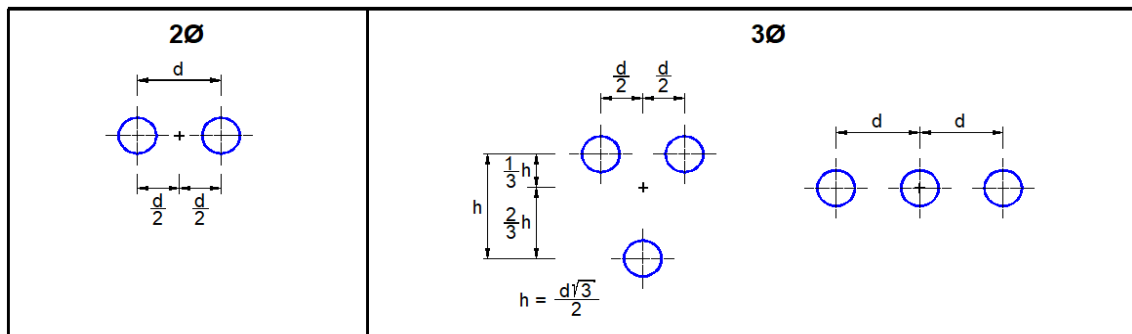
4.2.1.6 Disposição geométrica e blocos de coroamento

Após a determinação da quantidade de estacas por pilar, do comprimento das estacas e das suas cargas admissíveis, o próximo passo é definir a disposição delas em cada elemento de transição, que no caso são os blocos de coroamento. A idéia é maximizar a economia do projeto, ou seja, a utilização de blocos com menor volume possível (REBELLO, 2019).

Alguns pontos são interessantes de levar em consideração, como caso as estacas de diferentes pilares se sobreponham, podem-se unir os blocos em um só; Em pilares de divisa, pode ser que seja necessária a utilização de vigas de equilíbrio; É necessário respeitar a distância entre estacas, sejam elas de blocos vizinhos ou até mesmo do mesmo bloco; Caso haja mais de um pilar por bloco, o centro de gravidade das estacas deve coincidir com o centro de carregamento; Não distribuir estacas de diferentes diâmetros no mesmo bloco; Entre outras considerações (REBELLO, 2019).

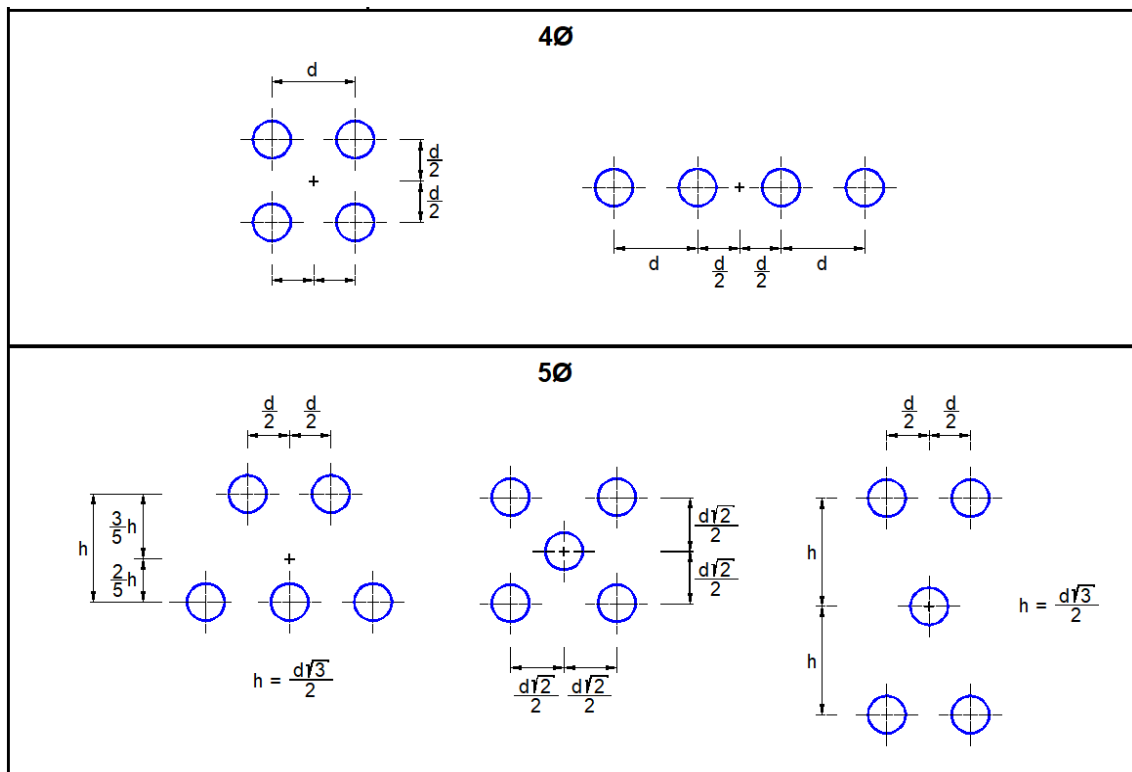
Porém para facilitar, Alonso (2010) já dispôs das disposições mais usuais e recomendadas, que vão de duas a oito estacas por pilar, o qual é exemplificado de forma mais gráfica as distâncias mínimas e o centro de gravidades das estacas (Figura 16).

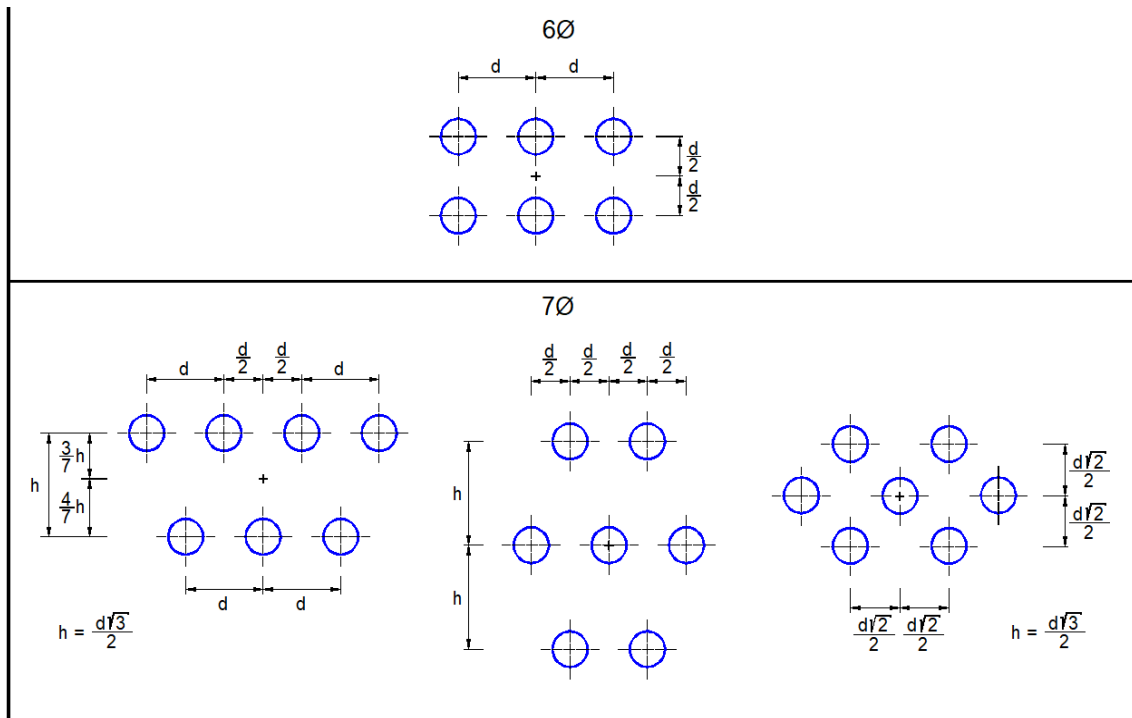
Figura 16 – Disposição das estacas nos blocos.



Fonte: Souza (2024).

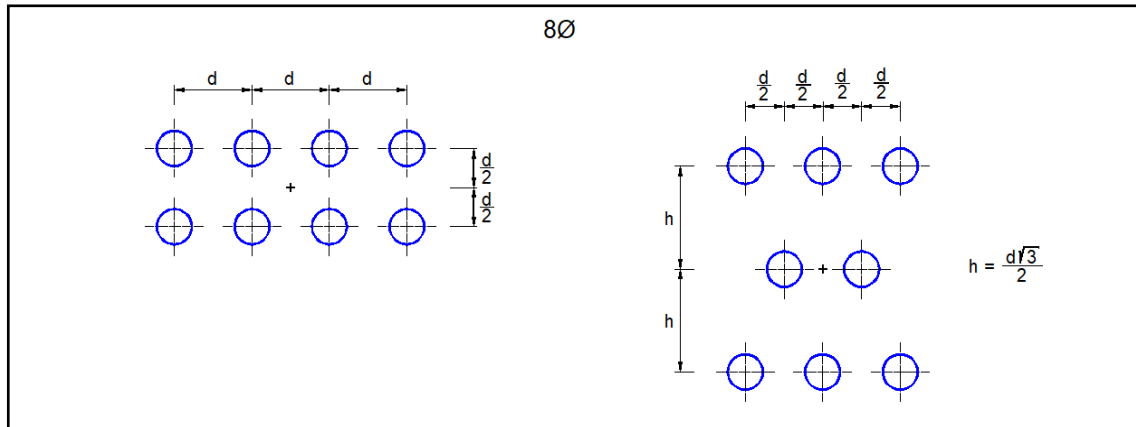
Figura 16 – Disposição das estacas nos blocos - Continuação.





Fonte: Souza (2024).

Figura 16 – Disposição das estacas nos blocos - Continuação.



Fonte: Souza (2024).

4.2.1.7 Dimensionamento e detalhamento dos blocos de coroamento

Nesta etapa será usado o método das bielas, que consiste em admitir que haja um a treliça espacial dentro do bloco, com uma extremidade na base do pilar, e a outra no topo das estacas, como mostra a Figura 14. Neste caso as forças de tração são absorvidas pelas armaduras e as de compressão pelo concreto (CAMPOS, 2015).

Outra recomendação é das estacas estarem dispostas no menor bloco possível, e para que isso seja possível, é preciso respeitar as distâncias mínimas entre as estacas como mostra a equação (12).

$$l \leq \begin{cases} 2,5d_e \rightarrow \text{Estacas pré - moldadas} \\ 3,0d_e \rightarrow \text{estacas moldadas in loco} \\ 60cm \end{cases} \quad (12)$$

Isto possibilita que cada estaca receberá a mesma intensidade de carga, por meio da distribuição igualitária do carregamento entre elas (BASTOS, 2020).

Vale lembrar que a estaca adentra cerca de 3 a 10 cm no bloco, sendo o espaçamento entre suas faces de no mínimo 10 cm. Para isso ser respeitado, deve-se seguir as equações (13) e (14), considerando a maior dimensão do pilar.

$$Se \varnothing > \alpha \rightarrow lx = \varnothing + 2.15 \quad (13)$$

$$Se \varnothing < \alpha \rightarrow lx = \alpha + 2.15 \quad (14)$$

em que:

$\varnothing$: Diâmetro da estaca; e

α : Maior dimensão do pilar

A armadura principal fica ancorada na face interna da estaca, logo é necessária a instalação de ganchos nas suas extremidades. Além disso, haverá uma redução de 20% devido a um efeito favorável de compressão nesta ancoragem em específico (BASTOS, 2020).

Além da armadura principal, tem-se a armadura de arranque do pilar também ancorada nele. Para a definição do comprimento de ancoragem, segue-se a equação (15).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \begin{cases} 0,3 l_b \\ 10\varnothing \\ 100 mm \end{cases} \quad (15)$$

em que:

α : coeficiente que relaciona barras retas ou com ganchos (1 ou 0,7);

l_b : comprimento básico representado na tabela 7;

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

$A_{s,ef}$: área de aço efetiva.

Tabela 7 – Comprimentos básicos de ancoragem para barras de aço.

Concreto	CA25 (Barras Lisas)	CA50 (Barras Nervuradas)	CA60 (Barras Entalhadas)
C10	78,10 ϕ	69,40 ϕ	133,80 ϕ
C15	59,60 ϕ	53,00 ϕ	102,10 ϕ
C20	49,20 ϕ	43,70 ϕ	84,30 ϕ
C25	42,40 ϕ	37,70 ϕ	72,60 ϕ
C30	37,50 ϕ	33,40 ϕ	64,30 ϕ
C35	33,90 ϕ	30,10 ϕ	58,00 ϕ
C40	31,00 ϕ	27,50 ϕ	53,10 ϕ
C45	28,60 ϕ	25,50 ϕ	49,40 ϕ
C50	26,70 ϕ	23,70 ϕ	45,80 ϕ

Fonte: Carvalho (2015).

Tratando agora da armação de pele, pode-se considerar a equação (16).

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,long} \\ 0,10\%A_{c,alma} \text{ em cada face} \end{cases} \quad (16)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que o diâmetro da armadura tem que ser maior que 12,5 mm e seu espaçamento devem seguir a equação (17).

$$S \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (17)$$

Os estribos verticais têm que ser maior ou igual a 10 mm, e a armadura superior (A'_s) é determinada pela equação (18).

$$A'_s = \frac{1}{8} \cdot A_s \quad (18)$$

4.2.1.8 Bloco sobre uma estaca

Neste caso não é necessária a utilização de armadura, isso, pois todas as cargas do pilar são transmitidas diretamente para a estaca. Logo são somente colocadas armaduras por motivos construtivos.

Portanto, no projeto será utilizado o modelo de Langerdonck (1957) para o cálculo de força de tração horizontal, que prevê as tensões de fendilhamento a partir das equações (19), (20) e (21).

$$R_{std,x} = 0,28 \cdot \left(\frac{\phi_{est} - \alpha_p}{\phi_{est}} \right) \cdot F_{sd} \quad (19)$$

$$R_{std,y} = 0,28 \cdot \left(\frac{\phi_{est} - b_p}{\phi_{est}} \right) \cdot F_{sd} \quad (20)$$

$$A_{st,x} = \frac{R_{std,x}}{f_{yd}} \quad (21)$$

em que:

R_{std} : Tração na direção analisada;

A_{st} : Área de armadura na direção analisada, e

F_{sd} : Solicitação na estaca.

A partir destes cálculos é adotada a maior área para os estribos horizontais, por segurança, e os estribos verticais acabam tendo o mesmo valor para facilitar a execução do projeto.

Carvalho e Pinheiro (2013) sugerem alguns valores para o espaçamento das armaduras e dimensões do bloco, que variam de acordo com a carga ou até mesmo as variáveis geométricas, como é mostrado nas Tabelas (8) e (9).

Tabela 8 – Dimensões mínimas 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).

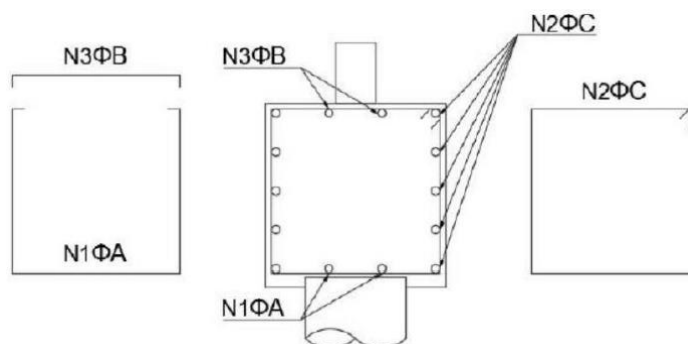
Tabela 9 – Diâmetro e espaçamento das barras para blocos de uma estaca.

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 forma seguindo tais recomendações, é possível chegar a um perfil esquemático das armaduras dentro do bloco como mostra a Figura (17).

Figura 17 – Disposição das armaduras em blocos com uma estaca.



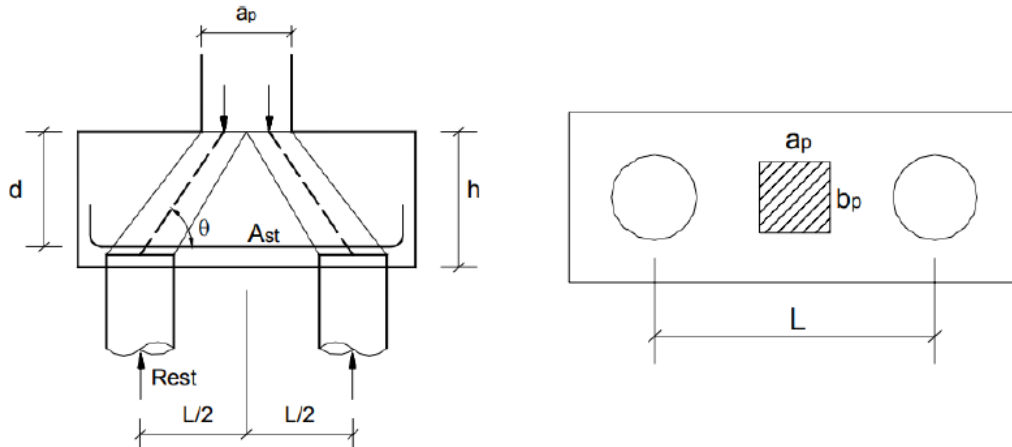
Fonte: Boaventura (2016).

4.2.1.9 Bloco sobre duas estacas

Segundo o método das bielas, são observadas duas bielas de compressão dentro do bloco. Para que todas as medidas de segurança sejam atendidas, ou seja, que o bloco tenha resistência a tração dos tirantes e que a tensão de compressão presente nas bielas seja tolerável, é realizado o dimensionamento de acordo com o método Blévet e Frémy (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

O Esquema de forças pode ser visualizado pela Figura (18).

Figura 18 – Representação de bloco sobre duas estacas.



Fonte: Boaventura (2016).

Agora utilizando a posição geométrica, pode-se definir a força de compressão na biela e a de tração nos tirantes, como mostra as equações (22) e (23).

$$F_b = \frac{N}{n \cdot \sin \theta} \quad (22)$$

$$F_t = \frac{N}{n \cdot \tan \theta} \quad (23)$$

em que:

n : número de estacas no bloco;

F_b : força de compressão na biela, e

F_t : força de tração no tirante.

E para determinar o ângulo θ basta utilizar a equação (24).

$$\tan \theta = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad (24)$$

em que:

d : altura útil do bloco;

L : distância entre as estacas, e

a_p : dimensão do pilar analisada.

Para garantir que o valor de “d” esteja contido no intervalo correto, pode-se afirmar que $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, chegando então na equação (25).

$$\left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \quad (25)$$

Em seguida é necessário definir as tensões nas áreas de contato entre biela-pilar e biela-estaca, por meio das equações (26), (27) e (28).

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} \cdot \sin^2 \theta} \quad (26)$$

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{N}{2 \cdot A_{pilar} \cdot \sin^2 \theta} \quad (27)$$

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 \cdot f_{ck} \quad (28)$$

E com isso, é possível determinar a armadura principal por meio da equação (29).

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (29)$$

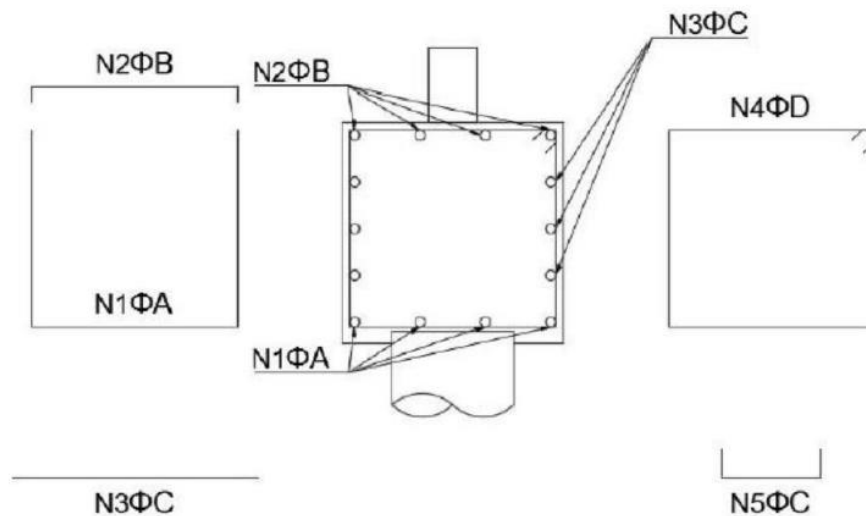
Carvalho e Pinheiro (2013) sugerem alguns diâmetros mínimos das armaduras dependendo da sua posição no bloco, como mostra a Tabela (10) e a Figura (19).

Tabela 10 – Diâmetro de armadura mínimo para bloco sobre 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 (2013).

Figura 19 – Disposição da armadura dentro de um bloco sobre duas estacas



Fonte: Boaventura (2016)

4.2.1.10 Cálculo de volume

Para a realização do cálculo de volume de concreto utilizado, é necessário aumentar em 10% a quantidade utilizada em relação a teórica, ou seja, é considerado de que haja uma perda de 10% de todo o concreto utilizado, tanto nas estacas quanto nos blocos de coroamento.

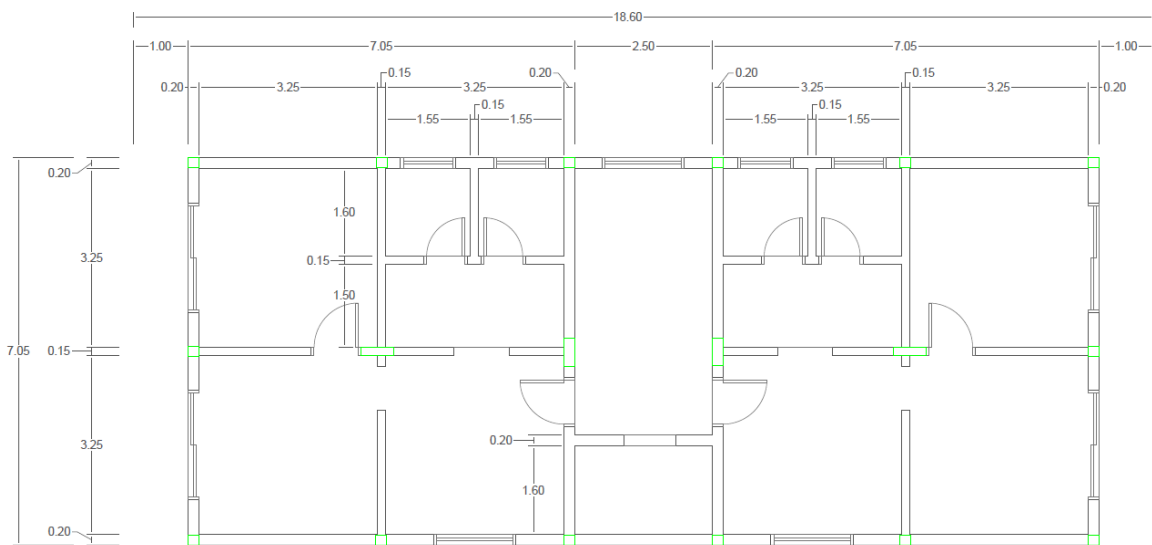
Isso devido a imprecisão de certos métodos, como por exemplo, da escavação dos blocos, pois a mesma não é feita por maquinário, mas sim a mão, o que deixa margem para imprecisões em relação aos cálculos.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento objeto deste trabalho será implantado na cidade de Bauru (SP), e trata-se de um edifício muito simples, com apenas 8 pavimentos. A planta da laje do pavimento tipo é mostrada na Figura (20).

Figura 20 – Planta baixo do pavimento tipo.

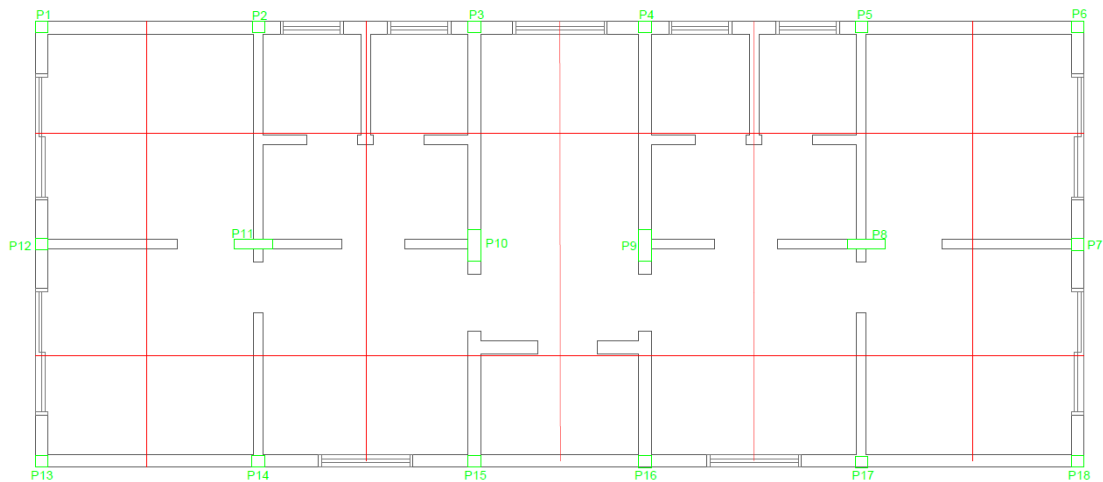


Fonte: Elaborada pelo autor.

5.2 CARGA ATUANTE NO PILARES

O próximo passo é determinar a carga que cada pilar suporta, para se quantificar as estacas por pilar, e conseqüentemente outros fatores. Para isso é necessário alocar os pilares na planta, e averiguar a área de influência de cada um como mostra a Figura (21).

Figura 21 – Planta baixa com áreas de influência.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para se determinar a carga de cada pilar, multiplica-se a carga distribuída de 10 kN/m^2 pela área de influência de cada um. Isso é a consideração de cada pavimento, portanto é necessário multiplicar por 8, que seria o total de pavimentos no edifício, para se obter a carga total atuante no pilar.

Em seguida existe o valor de majoração de segurança, que segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), que é de 1,4.

E por fim é levado em consideração o fator α , que varia de acordo com a localização do pilar na planta, podendo ser de canto, extremidade ou intermediário, como mostra a Tabela (2).

Pelo edifício ser muito pequeno foi desconsiderada a carga do reservatório, pois não irá influenciar na quantidade de estacas e consequentemente no orçamento do projeto, e a Tabela (11) que indica a carga de cada pilar.

Tabela 11 – Carga atuante em cada pilar.

Pilar	Área de influência (m²)	Nk (kN)	α	Nd(kN)
P1	3,10	248,00	1,8	446,4
P2	6,13	490,40	1,6	784,64
P3	5,41	432,80	1,6	692,48
P4	5,42	433,60	1,6	693,76
P5	6,11	488,80	1,6	782,08
P6	3,12	249,60	1,8	449,28
P7	6,21	496,80	1,6	794,88
P8	12,21	976,80	1,3	1269,84
P9	10,82	865,60	1,3	1125,28
P10	10,82	865,60	1,3	1125,28
P11	12,21	976,80	1,3	1269,84
P12	6,21	496,80	1,6	794,88
P13	3,10	248,00	1,8	446,4
P14	6,13	490,40	1,6	784,64
P15	5,41	432,80	1,6	692,48
P16	5,42	433,60	1,6	693,76
P17	6,11	488,80	1,6	782,08
P18	3,12	249,60	1,8	449,28

Fonte: Elaborada pelo autor.

5.3 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Agora com as cargas em cada pilar, é necessário dimensionar cada um deles e suas respectivas áreas. Para isso um dos lados de cada pilar é fixado em 20 cm para que todos se encaixem dentro da parede e não fiquem visíveis, com exceção dos pilares P8 e P11.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), levando em consideração uma deformação do aço de 0,002 e a taxa de aço de 2%, pode-se dizer que a área transversal estimada do pilar segue a equação (30).

$$A_{est} = \frac{N_d}{0,85 \cdot f_{cd} + 0,84} \quad (30)$$

em que:

f_{cd} : Resistência do concreto

No caso será considerado um concreto de resistência de 40 MPa, e vale ressaltar que para aumentar a praticidade da obra, a maior dimensão do pilar que será

calculada tem que ser um número inteiro e múltiplo de 5, portanto caso o resultado seja um número com casas decimais, o mesmo será aproximado para o primeiro múltiplo de 5 inteiro acima. Outro ponto a ser levantado é que pela obra ser bem enxuta, a carga por pilar é baixa, não atingindo a área mínima requisitada por um pilar segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), portanto os pilares que não atingirem a área mínima de 360 m² terão o seu lado a adotado como 18 cm como mostra a Tabela (12), isso excluindo os pilares de P8 a P11, pois estes terão que ser implementados em blocos com duas estacas, o qual necessita de pilares com dimensões maiores:

Tabela 12 – Área estimada e dimensões dos pilares.

Pilar	Nd (kN)	b (cm)	Área estimada (cm ²)	a calculado(cm)	a adotado (cm)
P1	446,40	20	136,58	6,83	18
P2	784,64	20	240,06	12,00	18
P3	692,48	20	211,86	10,59	18
P4	693,76	20	212,26	10,61	18
P5	782,08	20	239,28	11,96	18
P6	449,28	20	137,46	6,87	18
P7	794,88	20	243,19	12,16	18
P8	1269,84	15	388,51	25,90	60
P9	1125,28	20	344,28	17,21	50
P10	1125,28	20	344,28	17,21	50
P11	1269,84	15	388,51	25,90	60
P12	794,88	20	243,19	12,16	18
P13	446,40	20	136,58	6,83	18
P14	784,64	20	240,06	12,00	18
P15	692,48	20	211,86	10,59	18
P16	693,76	20	212,26	10,61	18
P17	782,08	20	239,28	11,96	18
P18	449,28	20	137,46	6,87	18

Fonte: Elaborada pelo Autor.

5.4 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

5.4.1 Quantidade de estacas

Com a carga em cada estaca definida, basta aplicar a equação (1) para determinar a quantidade de estacas por pilar. Foi definido para o projeto estacas de 42,5 cm de diâmetro.

A Tabela 13 mostra a carga de cada pilar, e quantas estacas são necessárias para cada um.

Tabela 13 – Quantidade de estacas por Pilar.

Pilar	b (cm)	a (cm)	Nd (kN)	Pe (kN)	Nº de estacas
P1	20	18	446,40	900	1
P2	20	18	784,64	900	1
P3	20	18	692,48	900	1
P4	20	18	693,76	900	1
P5	20	18	782,08	900	1
P6	20	18	449,28	900	1
P7	20	18	794,88	900	1
P8	15	60	1269,84	900	2
P9	20	50	1125,28	900	2
P10	20	50	1125,28	900	2
P11	15	60	1269,84	900	2
P12	20	18	794,88	900	1
P13	20	18	446,40	900	1
P14	20	18	784,64	900	1
P15	20	18	692,48	900	1
P16	20	18	693,76	900	1
P17	20	18	782,08	900	1
P18	20	18	449,28	900	1

Fonte: Elaborada pelo autor.

5.4.2 Profundidade de projeto

E com a quantidade de estacas por pilar, basta definir a profundidade de projeto, ou seja, o quão fundo as estacas terão de ser escavadas para suportar as cargas da obra. Neste caso será utilizada as equações de (3) a (9), que dizem respeito as resistências do solo, as Tabelas (4) e (5) para calcular a profundidade das estacas, e a Tabela 14 que diz respeito ao SPT unificado do solo.

Tabela 14 – SPT unificado do solo do empreendimento.

Camada de solo	Tipo de solo	Prof. (m)	N	Nméd	K (kN/m ²)	α (%)
1	ATERRO DE AREIA FINA, ARGILOSA MARROM. (Provável Aterro).	1	2	2,33	600	3
		2	2			
		3	3			
		4	2			
		5	3			
		6	4			
		7	6			
		8	7			
		9	10			
		10	10			
2	AREIA FINA, SILTOSA, ARGILOSA, MARROM AVERMELHADA.	11	12	9,29	700	2,4
		12	2			
		13	7			
		14	8			
		15	11			
		16	12			
		17	12			
		18	17			
		19	17			
		20	18			
		21	24			
3	AREIA FINA, SILTOSA, ARGILOSA, VERMELHA AMARELADA.	22	25	27,14	700	2,4
		23	28			
		24	29			
		25	28			
		26	28			
		27	28			
		28	28			
4	AREIA FINA, SILTOSA, POUCO ARGILOSA, MARROM AVERMELHADA.	29	28	28,00	800	2
		30	28			

Fonte: Elaborado pelo autor.

Vale lembrar que segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), para verificar a carga total suportada por um estaca pelo método Aoki e Velloso (1975), no caso da estaca escolhida de 0,425 m de diâmetro, o Q_r tem que ser maior que 1800 kN (o dobro da carga suportada pela estaca), e o $\sum_{i=1}^n Q_{s,r,i}$ tem que ser maior que 720 kN (80% da carga suportada pela estaca).

A Tabela 15 mostra o cálculo da profundidade de projeto pelo método Aoki e Velloso (1975) para estacas de 42,5 cm de diâmetro.

Tabela 15 – Cálculo do comprimento de projeto para estacas de $\phi 42,5$ cm.

Profundidade	Nspt	Tipo de solo	α	K (Mpa)	K (KN/m ²)	Δl (cm)	$Q_{s,r,i}$	$\Sigma Q_{s,r,i}$	$Q_{p,r}$	Q_r
3	3	Areia fina Argilosa	0,02	0,6	600	3	41,20	41,20	145,9161	187,12
4	2	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	12,82	54,02	113,4903	167,51
5	3	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	19,23	73,24	170,2355	243,48
6	4	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	25,64	98,88	226,9806	325,86
7	6	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	38,45	137,33	340,4709	477,80
8	7	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	44,86	182,19	397,2161	579,41
9	10	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	64,09	246,28	567,4515	813,73
10	10	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	64,09	310,37	567,4515	877,82
11	12	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	76,91	387,28	680,9418	1068,22
12	2	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	12,82	400,10	113,4903	513,59
13	7	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	44,86	444,96	397,2161	842,17
14	8	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	51,27	496,23	453,9612	950,19
15	11	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	70,50	566,73	624,1967	1190,92
16	12	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	76,91	643,63	680,9418	1324,57
17	12	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	76,91	720,54	680,9418	1401,48
18	17	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	108,95	829,49	964,6676	1794,16
19	17	Areia Silto-Argilosa	0,024	0,7	700	1	108,95	938,44	964,6676	1903,11
								>720 Ok!	> 1800 Ok!	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Portanto, o comprimento de projeto das estacas será de 19 m.

5.4.3 Armação das estacas

Algumas verificações precisam ser feitas para se averiguar da necessidade de armadura ou não nas estacas, isso segundo a norma NBR 6122 (ABNT, 2022).

$$\sigma_{sd} = \frac{P_{adm}}{A_{est}} = \frac{900}{42,5^2 \cdot \pi / 4} = 0,63 \text{ kN/cm}^2$$

Considerando o concreto de 30 MPa na estaca, e utilizando o coeficiente 1,8, temos:

$$0,63 \leq 1,42 \quad Ok!$$

Agora basta verificar se é necessária armação ou não, comparando com a tensão de 6 MPa.

$$0,63 \leq 0,6, \text{ portanto, é necessário utilizar armação.}$$

No caso será utilizada a armação mínima, que de acordo com a norma é de 0,4% da área da estaca

$$A_s = 42,5^2 \cdot \pi / 4 = 1418,63 \text{ cm}^2$$

$$1418,63 \cdot \frac{0,4}{100} = 5,67 \text{ cm}^2$$

Utilizando um aço de 10 mm de diâmetro, será necessário um total de 7 barras.

5.4.4 Dimensionamento dos blocos de coroamento

A seguir estão os parâmetros utilizados para a viabilização do dimensionamento dos blocos de coroamento:

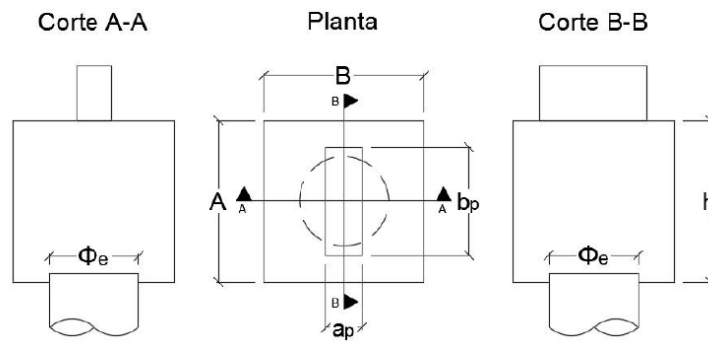
- Cobrimento $c = 5 \text{ cm}$;
- Concreto $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Engastamento da estaca no bloco $m = 10 \text{ cm}$;
- Aço CA50; e
- Espaçamento entre as estacas $= 150 \text{ cm}$.

Estes parâmetros serão utilizados tanto nos blocos com 1 estaca quanto nos blocos com 2 estacas.

5.4.4.1 Blocos sobre uma estaca

Para dimensionar os blocos sobre uma só estaca, se seguirá o esquema mostrado na Figura (22).

Figura 22 – Representação de bloco sobre uma estaca.



Fonte: Boaventura (2016).

- Pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18

Como se pode observar na tabela (13), a maioria dos pilares do projeto se encontram nessa categoria, e também possuem as mesmas dimensões. Portanto será utilizada uma carga de 794,88 kN, referente aos pilares 7 e 12, por serem os mais solicitados. Estes pilares têm dimensão de 20 x 18 cm, logo:

$$A = \phi_e + 2.15 = 42,5 + 2.15 = 72,5 \text{ cm} = B \text{ (Bloco quadrado)}$$

$$h = 72,5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = d = 72,5 - 5 = 67,5 \text{ cm}$$

Agora considerando uma armadura de 16 mm de diâmetro para o pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1.0.8.33.4.1.6.1 = 42,75 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0.33.4.1.6 = 16,03 \text{ cm} \\ 10.1.6 = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Força de fendilhamento:

$$R_{std,x} = 0,28 \cdot \left(\frac{42,5 - 20}{42,5} \right) \cdot 794,88 = 117,83 \text{ kN}$$

$$R_{std,y} = 0,28 \cdot \left(\frac{42,5 - 18}{42,5} \right) \cdot 794,88 = 128,30 \text{ kN}$$

Analisando a situação de maior carga, define-se a armadura como:

$$A_{st,x} = \frac{128,30}{\frac{50}{1,15}} = 2,95 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$$

5.4.4.2 Blocos sobre duas estacas

Para dimensionar os blocos sobre duas estacas, agora será utilizado do esquema mostrado na figura (15).

- Pilares P9 e P10

Sendo os pilares sobre duas estacas com menor carregamento, sua carga será de 1125,28 kN, e suas dimensões são 20 x 50, lembrando que caso alguma dimensão do pilar seja maior que o diâmetro da estaca, como mostra a equação (13), é usado o lado do pilar para se calcular A, logo:

$$A = \alpha + 2.15 = 50 + 2.15 = 80 \text{ cm}$$

$$B = 150 + 2.30 + 2.15 = 240 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150}{2} - \frac{50}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{150}{2} - \frac{50}{4} \right)$$

$$62,5 \leq d \leq 89,4$$

$$d = 75 \text{ cm} \rightarrow h = 80 \text{ cm}$$

Agora considerando uma armadura de 16 mm de diâmetro para o pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1.0,8.33,4.1,6.1 = 42,75 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3.33,4.1,6 = 16,03 \text{ cm} \\ 10.1,6 = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Ângulo de inclinação da Biela:

$$Tg\theta = \frac{75}{\frac{150}{2} - \frac{50}{4}} = 1,2 \rightarrow \theta = 50,19^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1125,28}{20,50 \cdot \text{sen}^2 50,19} = 1,91 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \cdot 3 = 2,7 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1125,28}{\frac{2 \cdot \pi \cdot (42,5)^2 \text{sen}^2 50,19}{4}} = 0,67 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 \cdot 3 = 2,7 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Força de tração na biela:

$$F_t = \frac{1125,28}{2 \cdot \tan 50,19} = 468,94 \text{ kN}$$

Logo as armaduras de tração superior são:

$$A_s = \frac{468,94}{\frac{50}{1,15}} = 10,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \varnothing 16 \text{ mm} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{1}{8} \cdot 10,78 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Dimensionamento dos estribos verticais e horizontais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 11,68 = 3,50 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% \cdot 80 \cdot 80 = 6,4 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 6 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 6,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 13 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$$

$$S_{lat} \leq \begin{cases} \frac{75}{3} = 25 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

• Pilares P8 e P11

Sendo os pilares sobre duas estacas sobre maior carregamento, sua carga será de 1269,84 kN, e suas dimensões são 15 x 60, logo:

$$A = \alpha + 2.15 = 60 + 2.15 = 90 \text{ cm}$$

$$B = 150 + 2.30 + 2.15 = 240 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150}{2} - \frac{60}{4} \right) \leq d \leq 1,43 \cdot \left(\frac{150}{2} - \frac{60}{4} \right)$$

$$60 \leq d \leq 85,8$$

$$d = 75 \text{ cm} \rightarrow h = 80 \text{ cm}$$

Agora considerando uma armadura de 16 mm de diâmetro para o pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1.0,8.33,4.1,6.1 = 42,75 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,33,4.1,6 = 16,03 \text{ cm} \\ 10.1,6 = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Ângulo de inclinação da Biela:

$$Tg\theta = \frac{75}{\frac{150}{2} - \frac{60}{4}} = 1,25 \rightarrow \theta = 51,34^\circ$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{1269,84}{15.60.\text{sen}^2 51,34} = 2,31 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 . 3 = 2,7 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,e} = \frac{1269,84}{\frac{2.\pi.(42,5)^2 \text{sen}^2 51,34}{4}} = 0,73 \frac{kN}{cm^2} < 0,90 . 3 = 2,7 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Força de tração na biela:

$$F_t = \frac{1269,84}{2.\tan 51,34} = 507,94 \text{ kN}$$

Logo as armaduras de tração superior são:

$$A_s = \frac{507,94}{\frac{50}{1,15}} = 11,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ } \emptyset \text{ } 16 \text{ mm} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{1}{8} . 11,68 = 1,46 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \emptyset \text{ } 8 \text{ mm} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Dimensionamento dos estribos verticais e horizontais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 11,68 = 3,50 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% \cdot 80 \cdot 90 = 7,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 6 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 7,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 15 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$$

$$S_{lat} \leq \begin{cases} \frac{75}{3} = 25 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

5.5 ORÇAMENTO

Inicialmente para a realização do orçamento, é necessário saber a quantidade estimada de todo o material utilizado, além de toda a mão de obra necessária para a execução do projeto. Então aqui será citado o volume de concreto, quantidade de aço, volume de solo escavado, toda a mão de obra envolvida, e etc.

5.5.1 Volume de Concreto

Deve-se lembrar de que há uma consideração de perda de 10% de concreto no lançamento das estacas devido as imprecisões na escavação.

Portanto, o total de concreto utilizado nas estacas será de:

$$V = Quant_{est} \frac{L \cdot (\pi \cdot \varnothing^2)}{4} \cdot 1,10 = 22 \cdot \frac{19 \cdot (\pi \cdot 0,425^2)}{4} \cdot 1,10 = 65,23 \text{ m}^3$$

Vale lembrar que este valor será também o total de solo escavado para a instalação das estacas.

Agora se tratando dos blocos de coroamento, basta seguir a mesma lógica, somente sendo necessário separar os blocos com 1 estaca e os blocos com 2 estacas:

- Bloco com uma estaca:

$$V = Quant_{bloc} \cdot a \cdot b \cdot h = 14 \cdot 0,725^3 = 5,34 \text{ m}^3$$

- Blocos com duas estacas (P9 e P10):

$$V = Quant_{bloc} \cdot a \cdot b \cdot h = 2 \cdot 0,725 \cdot 2,4 \cdot 0,8 = 2,78 \text{ m}^3$$

- Blocos com duas estacas (P8 e P11):

$$V = Quant_{bloc} \cdot a \cdot b \cdot h = 2 \cdot 0,725 \cdot 2,4 \cdot 0,8 = 2,78 \text{ m}^3$$

Determinando um volume total de $10,9 \text{ m}^3$ de concreto a serem utilizados nos blocos de coroamento, e lembrando também que este volume também deve ser escavado.

Neste orçamento será utilizado o SINAPI versão maio 2024. Vale lembrar o próprio SINAPI já inclui todos os custos envolvidos na aplicação de determinada tipo de estrutura. Então eles já consideram o volume de concreto utilizado, a armação, a mão de obra, o uso de maquinário, entre vários outros custos. Isso somente aplicando a metragem de projeto (No caso das estacas), e o volume de concreto utilizado (No caso dos blocos de coroamentos).

As Tabelas (16) e (17) mostram o custo de instalação de estacas hélice, porém o SINAPI não inclui a bitola utilizada neste projeto de 42,5 mm, mas sim somente de 30 mm e de 50 mm, que são respectivamente R\$ 128,31/m e R\$ 240,67/m. Portanto para simplificar o projeto, mas ao mesmo tempo manter a precisão do orçamento, será feita uma média para encontrar um valor aproximado para uma estaca de bitola de 42,5mm.

Tabela 16 – Orçamento para estaca de bitola de 30 mm.

Código	Descrição	Unidade	Custo por M	Metragem da estaca (m)	Custo Total
100651	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 30 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_12/2019_PA	M	R\$ 128,31	19	R\$ 2.437,89
43360	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 220 +/- 30 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	60,44	19	R\$ 1.148,36
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	6,38	19	R\$ 121,22
90674	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 268 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	16,45	19	R\$ 312,55
90675	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 268 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	17,62	19	R\$ 334,78
90776	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	3,48	19	R\$ 66,12
90778	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,67	19	R\$ 31,73
95579	MONTAGEM DE ARMADURA DE ESTACAS, DIÂMETRO = 16,0 MM. AF_09/2021_PS	KG	18,32	19	R\$ 348,08
95584	MONTAGEM DE ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,30 MM. AF_09/2021_PS	KG	3,01	19	R\$ 57,19
97913	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M³, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO (UNIDADE: M3XKM). AF_07/2020	M3XKM	0,09	19	R\$ 1,71
100973	CARGA, MANOBR E DESCARGA DE SOLOS E MATERIAIS GRANULARES EM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M³ - CARGA COM PÁ CARREGADEIRA (CAÇAMBA DE 1,7 A 2,8 M³ / 128 HP) E DESCARGA LIVRE (UNIDADE: M3). AF_07/2020	M3	0,85	19	R\$ 16,15

Fonte: Elaborada pelo Autor.

Tabela 17 – Orçamento para estaca de bitola de 50 mm.

Código	Descrição	Unidade	Custo por M	Metragem da estaca (m)	Custo Total
100652	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA , DIÂMETRO DE 50 CM, INCLUSO CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_12/2019_PA	M	R\$ 240,67	19	R\$ 4.572,73
43360	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 220 +/- 30 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	148,10	19	R\$ 2.813,90
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	7,80	19	R\$ 148,20
90674	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 268 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	20,12	19	R\$ 382,28
90675	PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 268 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	21,57	19	R\$ 409,83
90776	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	4,26	19	R\$ 80,94
90778	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	2,05	19	R\$ 38,95
95579	MONTAGEM DE ARMADURA DE ESTACAS, DIÂMETRO = 16,0 MM. AF_09/2021_PS	KG	27,48	19	R\$ 522,12
95584	MONTAGEM DE ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,30 MM. AF_09/2021_PS	KG	6,77	19	R\$ 128,63
97913	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M³, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO (UNIDADE: M3XKM). AF_07/2020	M3XKM	0,25	19	R\$ 4,75
100973	CARGA, MANOBR E DESCARGA DE SOLOS E MATERIAIS GRANULARES EM CAMINHÃO BASCULANTE 6 M³ - CARGA COM PÁ CARREGADEIRA (CAÇAMBA DE 1,7 A 2,8 M³ / 128 HP) E DESCARGA LIVRE (UNIDADE: M3). AF_07/2020	M3	2,27	19	R\$ 43,13

Fonte: Elaborada pelo autor

Fazendo uma média simples com os valores por M fornecidos pelo SINAPI para bitolas de 30 e 50 mm, chegamos a uma estimativa de R\$ 193,17/m de estaca para uma bitola de 42.5 mm.

Agora aplicando isso na profundidade de projeto de 19 m, e considerando que são 22 estacas no total, chega-se em um custo total para as estacas de 42,5 mm de bitola de R\$ 80.745,00.

E para finalizar, a Tabela (18) que indica o orçamento de bloco de coroamento para o total de 10,9 m³ calculados anteriormente:

Tabela 18 – Orçamento de bloco de coroamento.

Código	Descrição	Unidade	Custo por M ³	Volume Total (m ³)	Custo Total
96557	CONCRETAGEM DE BLOCO DE COROAMENTO OU VIGA BALDRAME, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_01/2024	M	R\$ 629,89	10,9	R\$ 6.865,80
1525	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBEAMENTO (DISPONIBILIZACAO DE BOMBA), SEM O LANCAMENTO (NBR 8953)	M3	R\$ 607,25	10,9	R\$ 6.619,03
88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	R\$ 9,76	10,9	R\$ 106,38
88316	SERVEnte COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	R\$ 12,74	10,9	R\$ 138,87
90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	R\$ 0,11	10,9	R\$ 1,20
90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	R\$ 0,03	10,9	R\$ 0,33

Fonte: Elaborada pelo autor.

Portanto o custo referente aos blocos de coroamento é de R\$ 6.865,80. E, consequentemente, o custo total da fundação projetada para este empreendimento é de R\$ 87.610,80. Custo esse relativamente baixo que se deu pelo uso de perfis de sondagem SPT do terreno

6 CONCLUSÃO

A luz das normas NBR 6122 (ABNT, 2022) e 6118 (ABNT, 2014) foi possível aplicar todo o conhecimento teórico:

- (a) O dimensionamento da fundação do edifício definiu 22 estacas hélice contínua de 42,5 mm de diâmetro.
- (b) O comprimento de projeto das estacas foi de 19 m.
- (c) Foram definidos 18 blocos de coroamento (14 blocos de 1 estaca e 4 blocos de 2 estacas).
- (d) No dimensionamento dos blocos de coroamento foi determinado o volume de concreto e apresentado o detalhamento das armaduras.
- (e) O orçamento apurou um custo total de R\$ 87.610,80 (oitenta e sete mil seiscientos e dez reais e oitenta centavos) – Tabela SINAPI de Maio de 2024.
- (f) O custo relativamente baixo do projeto de fundação se deu pelo uso de perfis de sondagem SPT do terreno.

REFERÊNCIAS

- ABGE – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. Descrição e classificação de sondagens. 1ª edição, São Paulo: ABGE, 2024, 98p.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2019, 218p.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, *Anais...* Buenos Aires: ICSMFE, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro-RJ: ABNT, 2022. 108 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. São Paulo: ABNT, 2020. 28 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. São Paulo: ABNT, 2019. 11 p.
- AEAU – Associação dos Engenheiros e Arquitetos de Ubatuba. Radier: solução para a sua fundação. 2020. Disponível em: <http://www.aeaubatuba.org/post/radier-solucao-para-sua-fundacao>. Acesso em: 23 jan. de 2024.
- ALTOQI. 2024, <http://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115002187574>.
- BASTOS, P. S. Blocos de fundação. Bauru-SP: FEB/UNESP, 2020.
- BOAVENTURA, M. Projeto de fundação em estacas hélice contínua para um edifício de 15 pavimentos na cidade de Bauru (SP). UNESP: TCC, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, 2016, 59p.
- CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CAIXA). Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI. Disponível em: https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_664. Acesso em: 25 jun. de 2024.

- CAMPOS, J. C. Elementos de fundações em concreto. 2ª ed., São Paulo: Oficina de Textos. 2022, 400p.
- CARVALHO, R. C. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 4ª edição, São Carlos: EdUFSCar. 2015. 415p.
- CELERE. Fundações de obras: como escolher a mais adequada para cada projeto. 2024. Disponível em: celere-ce.com.br. Acesso em: 15 jan. de 2024.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 96p.
- CONSTRUÇÃO CIVIL. 2024. Disponível em: <http://construcao.civiltips.blogspot.com>. Acesso em: 17 jan. de 2024.
- DÈCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores spt. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1978.
- ESCOLA DE ENGENHARIA. Estacas hélice contínua: vantagens e desvantagens. 2019. Disponível em: <http://www.escolaengenharia.com.br/estaca-helice-continua/>. Acesso em: 23 jan. de 2024.
- FALCONI, F. *et al.* Fundações: teoria e prática. 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2019, 804p.
- FUNDATEST. 2024. Disponível em: <http://www.fundatest.com.br/prova-carga-direta#group1-6>. Acesso em: 05 fev. de 2024.
- GONÇALVES, M. C. Comparação de processos de cálculo para bloco rígido de concreto armado sobre duas estacas. Santos-SP. 2016.
- GUIA DA ENGENHARIA. Cálculo da tensão admissível do solo. 2024. Disponível em: <http://www.guiadaengenharia.com/tensao-admissivel-metodos-determinacao/>. Acesso em: 28 jan. de 2024.
- LANGENDONCK, t. Cálculo de concreto armado. São Paulo, v. 1 e 2, 1957.
- MANTOVANI GEOTECNIA. 2024. Disponível em: <http://www.mantovani.eng.br/prova-de-carga-estatica-pce>. Acesso em: 15 jan. de 2024.
- MONTICELLI, J. J. Investigações geológico-geotécnicas. Guia de boas práticas. ABGE, 2021, 43p.
- OLIVEIRA JÚNIOR, S. Como pré-dimensionar pilares: metodologia prática e eficiente. Engenheiro Doutor Pro, 2024. Disponível em: <http://engenheirodoutorpro.com.br/como-pre-dimensionar-pilares/>. Acesso em: 22 mai. de 2024.

PEREIRA, C. Sondagem SPT: O que é e como é feito esse ensaio. **Escola Engenharia**, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/sondagem-spt/>. Acesso em: 4 de jul. de 2024.

PEX – PROJETOS ESTRUTURAIS EXPRESS. Tubulão. 2023. Disponível em: <http://projetoestruturalexpress.com.br/tubulao-2/>. Acesso em: 17 mar. de 2024

REBELLO, Y. C. P. Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 7ª reimpressão. São Paulo: Zigurate, 2019, 239p.

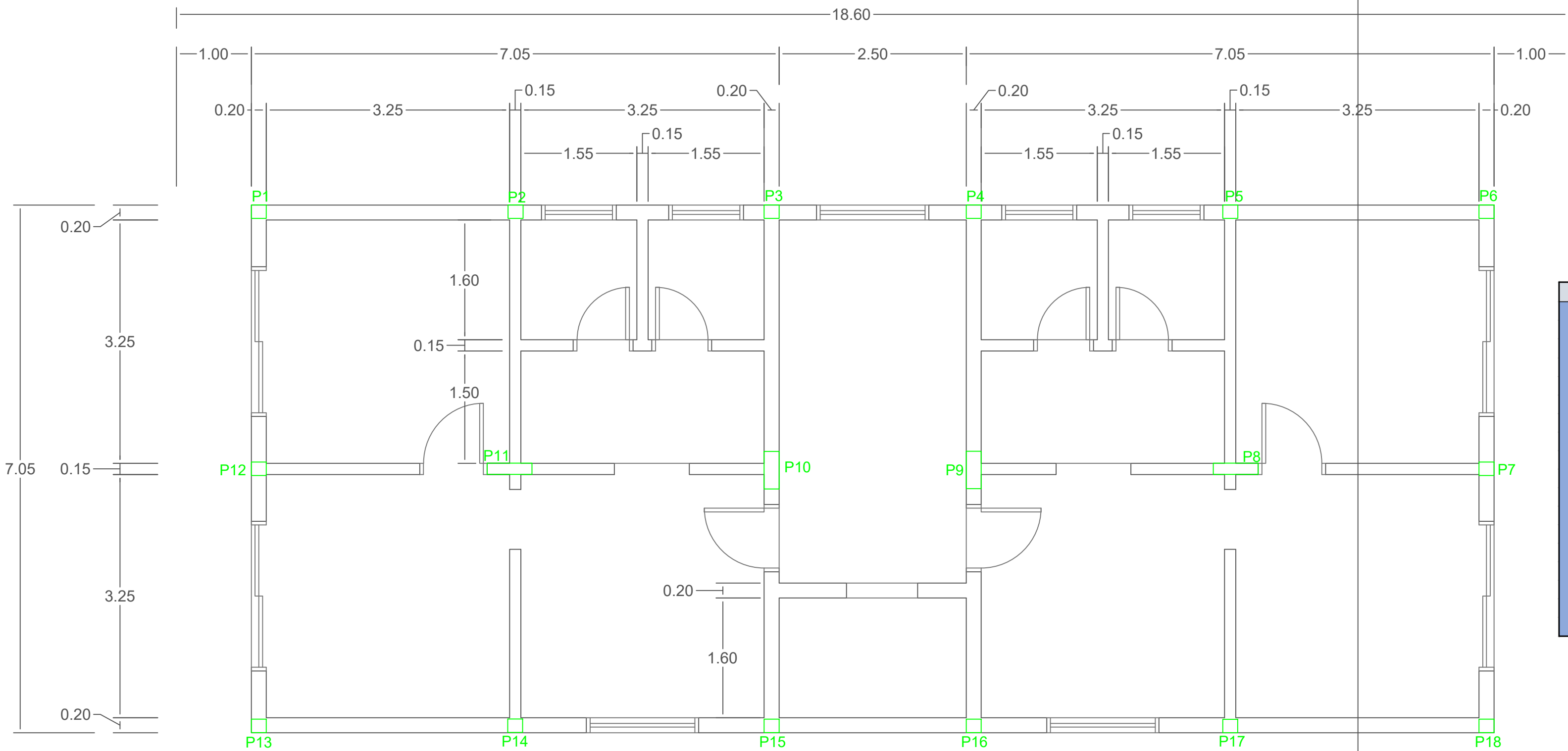
SOHLER, F. A. S.; SANTOS, S. B. Projeto, execução e desempenho de estruturas de fundações. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2018, 475p.

SOUZA, A.. Fundações. Ilha Solteira-SP: FEIS/UNESP, Notas de Aula, 2024, 76p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações. 1ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 568p.

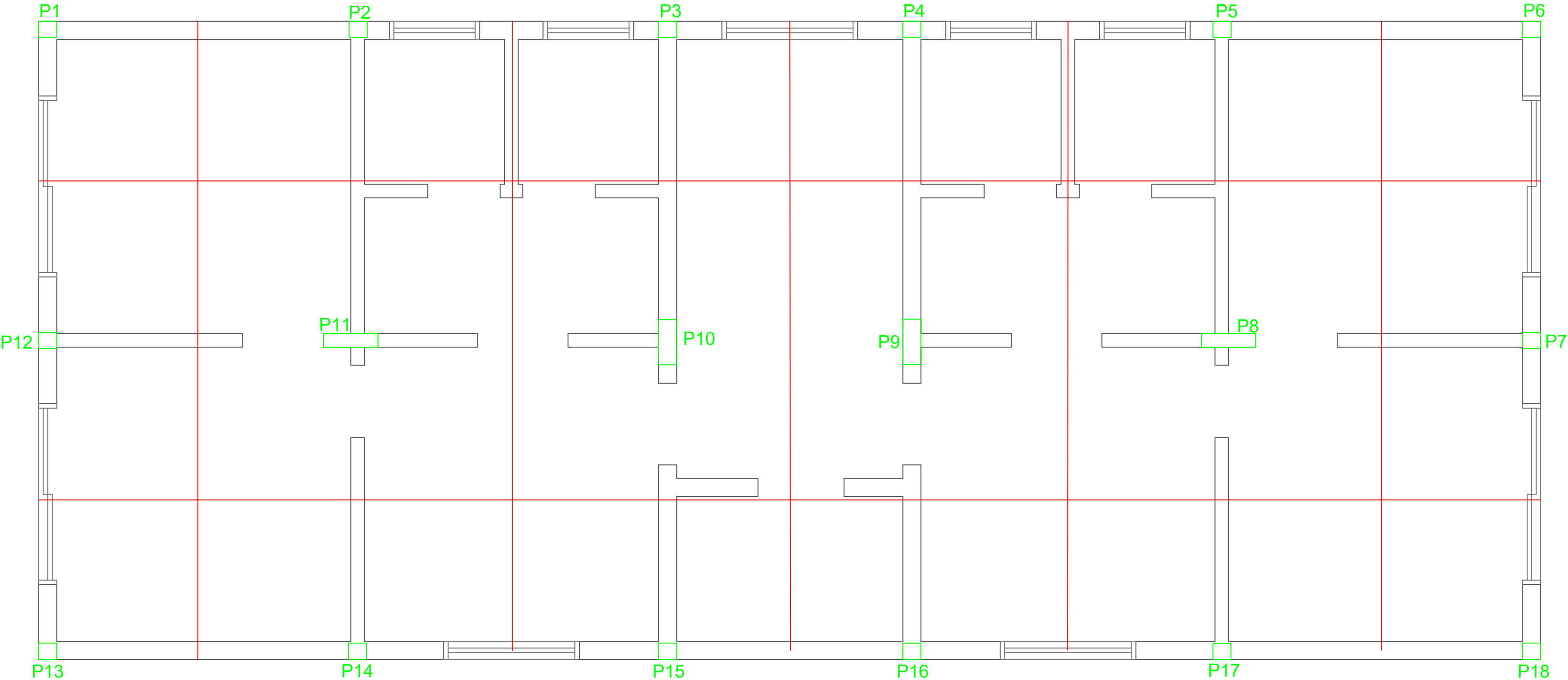
VIVA DECORA. 2024. Disponível em: <http://vivadecora.com.br>. Acesso em: 15 jun. de 2024.

APÊNDICE A - PLANTA BAIXA COM AS CARGAS POR PILAR



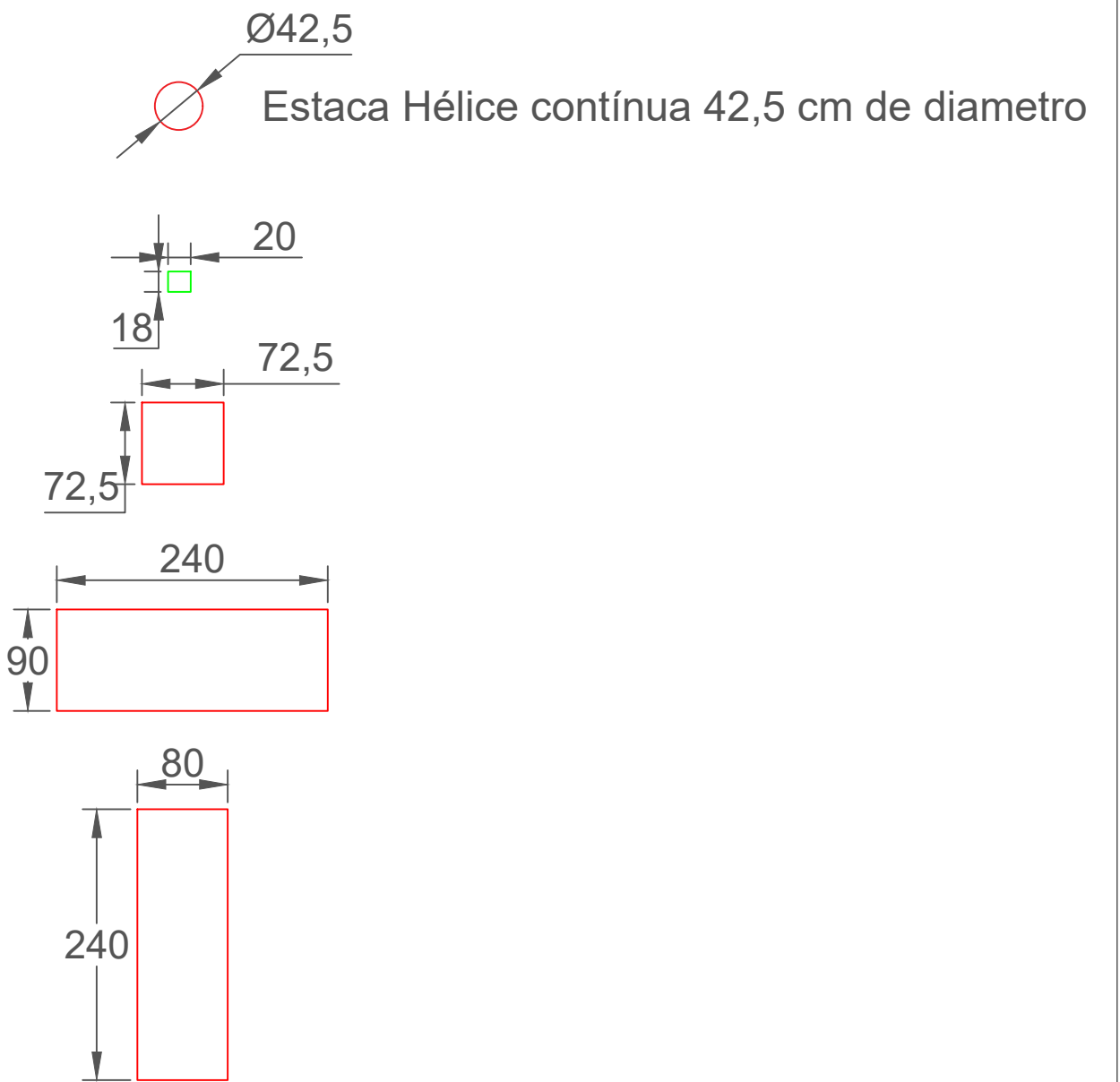
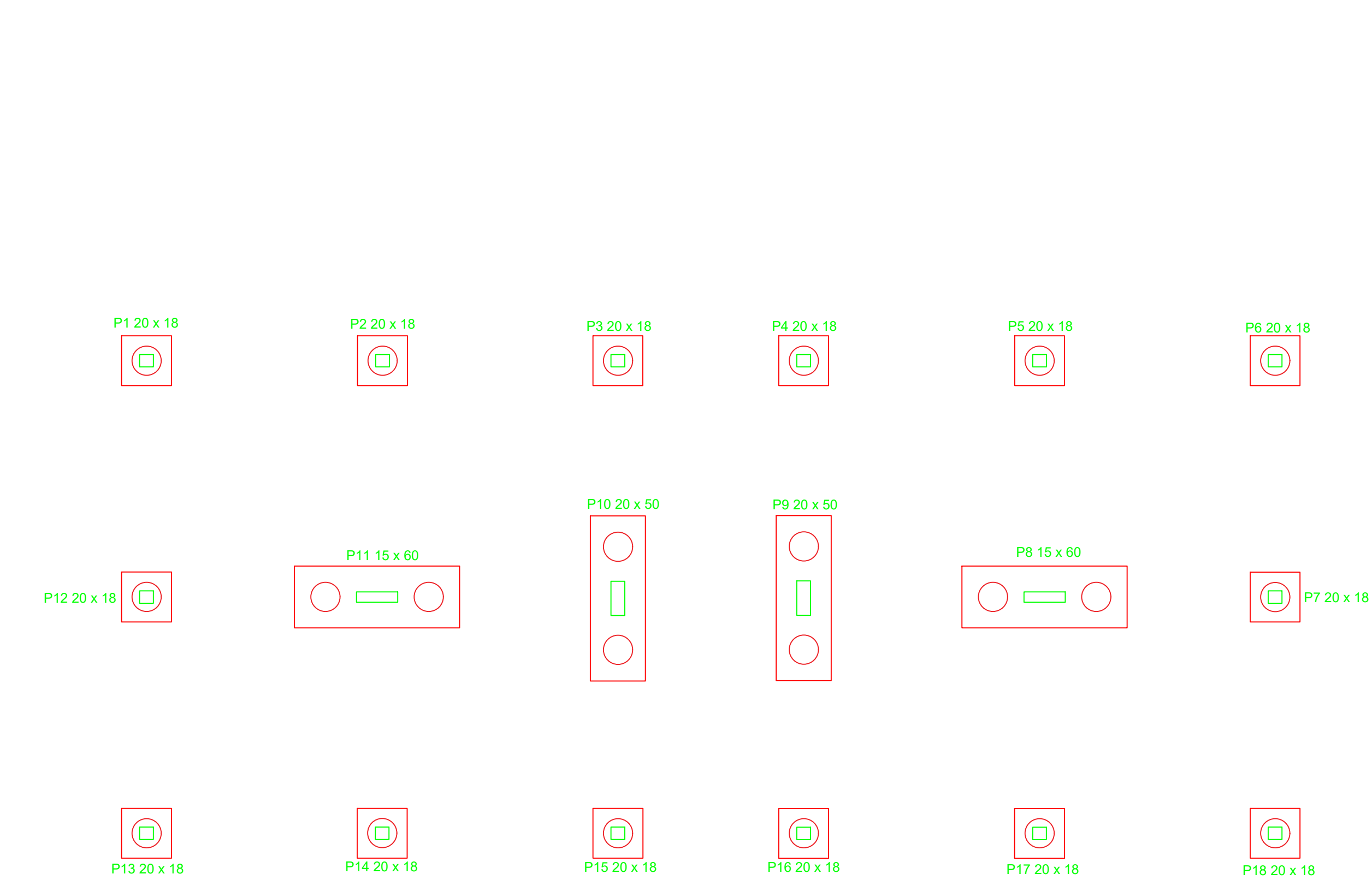
Pilar	Área de influência (m²)	Nk (kN)	α	Nd(kN)
P1	3,10	248,00	1,8	446,4
P2	6,13	490,40	1,6	784,64
P3	5,41	432,80	1,6	692,48
P4	5,42	433,60	1,6	693,76
P5	6,11	488,80	1,6	782,08
P6	3,12	249,60	1,8	449,28
P7	6,21	496,80	1,6	794,88
P8	12,21	976,80	1,3	1269,84
P9	10,82	865,60	1,3	1125,28
P10	10,82	865,60	1,3	1125,28
P11	12,21	976,80	1,3	1269,84
P12	6,21	496,80	1,6	794,88
P13	3,10	248,00	1,8	446,4
P14	6,13	490,40	1,6	784,64
P15	5,41	432,80	1,6	692,48
P16	5,42	433,60	1,6	693,76
P17	6,11	488,80	1,6	782,08
P18	3,12	249,60	1,8	449,28

APÊNDICE B - ÁREAS DE INFLUÊNCIA



APÊNDICE C - POSICIONAMENTO DOS BLOCOS DE COROAMENTO

Legenda



UNESP – UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

ALUNO: RAUL KAZUYUKI MAEHARA	PROJETO: FUNDAÇÕES	PROFESSOR: ARTUR PANTOJA MARQUES	NUMERACAO:
CONTEUDO DA PRANCHIA: ESTACA HÉLICE CONTÍNUA - BLOCOS DE COROAMENTO	ESCALA: 1/60	PADRAO: A2	DATA: JULHO/2024

APÊNDICE D - ENSAIO SPT UNIFICADO

Camada de solo	Tipo de solo	Prof. (m)	N	Nméd	K (kN/m²)	α (%)
1	ATERRO DE AREIA FINA, ARGILOSA MARROM. (Provável Aterro).	1	2	2,33	600	3
		2	2			
		3	3			
		4	2			
		5	3			
		6	4			
		7	6			
		8	7			
		9	10			
		10	10			
2	AREIA FINA, SILTOSA, ARGILOSA, MARROM AVERMELHADA.	11	12	9,29	700	2,4
		12	2			
		13	7			
		14	8			
		15	11			
		16	12			
		17	12			
		18	17			
		19	17			
		20	18			
3	AREIA FINA, SILTOSA, ARGILOSA, VERMELHA AMARELADA.	21	24	27,14	700	2,4
		22	25			
		23	28			
		24	29			
		25	28			
		26	28			
		27	28			
4	AREIA FINA, SILTOSA, POUCO ARGILOSA, MARROM AVERMELHADA.	28	28	28,00	800	2
		29	28			
		30	28			