

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**ANNA HELOISA DE ARAUJO DINIZ MINÓ  
LUANA COELHO SILVA  
THALYS MARTINS CABRAL**

**ESTUDO DA VIABILIDADE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DE UMA  
NOVA FUNDAÇÃO EM UM EMPREENDIMENTO MULTIFAMILIAR  
RESIDENCIAL**

**VOLTA REDONDA, RJ**

**2023**

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**ESTUDO DA VIABILIDADE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DE UMA NOVA  
FUNDAÇÃO EM UM EMPREENDIMENTO MULTIFAMILIAR RESIDENCIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
do UniFOA como requisito à obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Discentes: Anna Heloisa de Araujo Diniz  
Minó; Luana Coelho Silva; Thalys Martins  
Cabral

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Me. Andréa Cristina  
Félix da Cruz

**VOLTA REDONDA, RJ  
2023**



Fundação Oswaldo Aranha



### FOLHA DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso intitulado "Estudo da viabilidade estrutural e econômica de uma nova fundação em um empreendimento multifamiliar residencial". Elaborado por Anna Heloisa de Araújo Diniz Minó, Luana Coelho Silva e Thalys Martins Cabral e apresentado publicamente perante a Banca Avaliadora, como parte dos requisitos para conclusão do Curso de Engenharia Civil do UniFOA.

Aprovado em 11 de novembro de 2023.

Banca Avaliadora:

Professora Orientadora - Andréa Cristina Félix da Cruz, Mestra, UniFOA

Professor Avaliador - Rui Aurélio Barbosa, Mestre, UniFOA

Professor Avaliador - Sérgio Luiz Taranto de Reis, Mestre, UniFOA

## **AGRADECIMENTOS**

À nossa orientadora e professores, por toda dedicação para com o nosso projeto de conclusão de curso, e a partilha de conhecimentos do tema conosco para o nosso crescimento acadêmico. Ao Prof. Emanuel Santos Junior pelas sugestões de melhoria através de seu conhecimento técnico que agregou valores ao nosso trabalho. Aos professores da instituição que durante toda a caminhada também agregaram muito conhecimento para nós, discentes.

## **RESUMO**

Na construção civil escolher de forma adequada e eficiente o tipo de fundação que será utilizada está diretamente relacionada com a análise do solo e a carga da edificação projetada. Com base nisso, foi realizado um estudo para verificação da viabilidade estrutural e econômica de um novo tipo de fundação, referente a um empreendimento multifamiliar residencial, que se encontra na fase de construção atualmente, localizado na cidade de Volta Redonda no estado do Rio de Janeiro. O terreno em questão possui uma predominância de solo silte arenoso e na fase de planejamento foi escolhido a fundação estaca hélice contínua, onde foi dimensionado cento e dez estacas, sendo a metade com 50cm de diâmetro e a outra metade com 60cm. Com base nas informações do projeto, foi feita uma revisão dos resultados do ensaio de sondagem do solo junto ao projeto estrutural do edifício e realizado um estudo da viabilidade estrutural e econômica de dois tipos de fundações, sapata isolada e estaca pré-moldada, que poderiam substituir a estaca hélice contínua.

Palavras-chave: Investigações Geotécnicas; Estacas; Sapatas; Projetos Estruturais; Construção Civil

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	14
1.1.	Problema abordado .....	14
1.2.	Justificativa .....	15
1.3.	Objetivo geral .....	16
1.3.1.	Objetivos específicos .....	16
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	17
2.1.	Caracterização do solo .....	18
2.1.1.	Solos sedimentares: .....	19
2.1.2.	Solos residuais:.....	19
2.1.3.	Solos rochosos: .....	19
2.2.	Granulometria.....	19
2.3.	Investigação geotécnica .....	20
2.3.1.	Importância da investigação geotécnica .....	20
2.3.1.1.	Ensaio de granulometria .....	21
2.3.1.2.	Ensaio de compactação.....	21
2.3.1.3.	Ensaio de penetração spt .....	22
2.3.1.4.	Determinação da tensão admissível do solo com base no ensaio spt .....	23
2.4.	Fundação.....	25
2.4.1.	Fundações superficiais .....	25
2.4.1.1.	Sapatas.....	26
2.4.1.2.	Sapatas isoladas.....	26
2.4.1.2.1.	Dimensionamento da sapata isolada .....	27
2.4.1.3.	Sapatas corridas .....	29
2.4.1.4.	Blocos de concreto .....	30
2.4.1.5.	Radier .....	30
2.4.2.	Fundações profundas .....	31
2.4.2.1.	Estaca .....	32
2.4.2.2.	Estaca escavada mecanicamente .....	32
2.4.2.3.	Tubulões .....	33
2.4.2.4.	Caixões:.....	34
2.4.2.5.	Estaca hélice contínua .....	34
2.4.2.6.	Estaca pré-moldada .....	37

2.4.2.7.	Dimensionamento da estaca pré moldada.....	39
2.4.2.7.1.	Método bléivot & frémy .....	39
2.4.2.7.2.	Método de santos .....	40
2.5.	Capacidade de cargas em estacas .....	42
2.5.1.	Métodos racionais ou teóricos .....	43
2.5.2.	Métodos semi-empíricos.....	44
2.5.3.	Etapas para determinação das cargas em estacas .....	45
2.6.	Orçamento preliminar .....	46
2.6.1.	Divisão dos orçamentos.....	47
2.7.	Tabela sinapi .....	48
3.	ESTUDO DE CASO.....	50
3.1.	Projeto da estaca hélice contínua com orçamento .....	52
3.2.	Cálculo da tensão admissível do solo.....	58
3.3.	Dimensionamento da fundação sapata isolada .....	59
3.4.	Dimensionamento da fundação estaca pré moldada.....	61
3.5.	Orçamentos .....	64
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	71
5.	CONCLUSÃO .....	74
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	75
7.	APÊNDICES.....	78
8.	ANEXOS.....	135

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Equipamentos para ensaio SPT.....	22
Figura 2 - Exemplo de resultado do ensaio SPT.....	23
Figura 3 - Sapata isolada: perspectiva / planta / vista lateral. ....	27
Figura 4 - Vista superior sapata isolada. ....	28
Figura 5 - Vista frontal sapata isolada. ....	29
Figura 6 - Vista lateral sapata isolada. ....	29
Figura 7 - Radier com concreto armado.....	31
Figura 8 - Fundação estaca raiz.....	32
Figura 9 - Fundação estaca hélice contínua.....	35
Figura 10 - Estocagem, suspensão e içamento de estaca pré-moldada.....	38
Figura 11 - Prova de carga estática. ....	43
Figura 12 - Ruptura das diversas soluções teóricas: (a) Terzaghi; (b) Meyerhof; (c) Berezantzev; (d) Vésic. ....	44
Figura 13 - Planta humanizada dos apartamentos do pavimento tipo.....	50
Figura 14 - Modelo estrutural em 3D do projeto de fundações de estaca hélice contínua e alvenaria pavimento tipo.....	53
Figura 15 - Compatibilização do projeto de fundação com a alvenaria estrutural completa do empreendimento. ....	54
Figura 16 - Legenda das estacas. ....	55
Figura 17 - Projeto de fundações estacas pré-moldadas. ....	55
Figura 18 - Croqui de locação do projeto das sapatas. ....	60
Figura 19 - Modelo estrutural em 3D, do projeto de fundações de estaca pré-moldada. ....	61
Figura 20 - Detalhamento dos blocos e representação das estacas.....	62
Figura 21 - Projeto de fundações estacas pré-moldadas. ....	63

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Estados de compacidade e de consistência. ....	23
Quadro 2 - Cálculo da tensão admissível de acordo com o solo.....	24
Quadro 3 - Exemplo de planilha orçamentária. ....	47
Quadro 4 - Classificação dos orçamentos.....	48
Quadro 5 - Classe de agressividade ambiental.....	50

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensões e cargas dos pilares. ....	51
Tabela 2 - Tabela de área e volume de bloco de coroamento. ....	56
Tabela 3 - Levantamento da armação do bloco de coroamento. ....	57
Tabela 4 - Resumo das estacas. ....	58
Tabela 5 - Tipos de solo classificados. ....	58
Tabela 6 - Tensões admissíveis calculadas. ....	59
Tabela 7 - Dimensionamento das sapatas. ....	59
Tabela 8 - Especificações técnicas sobre estacas protendidas. ....	62
Tabela 9 - Levantamento de materiais. ....	63
Tabela 10 - Orçamento da fundação estaca hélice contínua. ....	65
Tabela 11 - Orçamento da fundação estaca pré-moldada. ....	67

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação de orçamentos por serviços. ....	72
Gráfico 2 - Custo por categoria estaca hélice contínua. ....	72
Gráfico 3 - Custo por categoria estaca pré-moldada. ....	73

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

BDI - Benefícios e Despesas Indiretas

CPT - Cone Penetration Test

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

NBR - Norma Brasileira

SiBCS - Sistema Brasileiro de Classificação de Solo

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

SPT - Standard Penetration Test

## LISTA DE APÊNDICES

APÊNDICE A - Planta de cargas.....	78
APÊNDICE B - Planta de locação, fundação sapata isolada. ....	81
APÊNDICE C - Planilhas de dimensionamento das sapatas isoladas. ....	84
APÊNDICE D - Projeto da fundação estaca pré-moldada.....	104
APÊNDICE E - Planilha orçamentária para fundação estaca pré-moldada. ....	116
APÊNDICE F - Planilha orçamentária para fundação estaca hélice contínua.....	119
APÊNDICE G - Projeto da fundação estaca hélice contínua. ....	122

## **LISTA DE ANEXOS**

ANEXO A - Ensaio de sondagem SPT.....	135
---------------------------------------	-----

## **1. INTRODUÇÃO**

“Todo projeto de fundações contempla as cargas aplicadas pela obra e a resposta do solo a estas solicitações” (FALCONI et al., 2019). Dentre os fatores responsáveis para a escolha do tipo de fundação mais adequado a ser utilizado para o projeto, os mais importantes são: a compreensão e caracterização dos solos presentes no terreno. Por isso, faz-se necessário a avaliação de todo um conjunto de elementos estruturais capazes de resistir e transmitir os esforços solicitantes ao terreno.

Segundo Ranzini (1988), a principal etapa do cálculo estrutural e determinação do tipo da fundação é a investigação geotécnica, visto que é um processo fundamental para obter informações sobre as características e propriedades do solo e das rochas em um determinado local. Essas informações são utilizadas para avaliar a capacidade do solo e das rochas em suportar as cargas de uma estrutura, bem como para identificar possíveis problemas que possam afetar a estabilidade e segurança da obra.

O ensaio Standard Penetration Test (SPT), introduzido por Ranzini (1988), também conhecido como sondagem a percussão, é o ensaio que investiga e realiza o reconhecimento do solo, no qual possibilita o resultado de um parâmetro crucial de forma simples, barata e rápida, o que explica a alta solicitação de sua utilização nas construções, seja elas de pequeno, médio e grande porte, desde obras simples até as com alta complexidade.

Logo, pode ser realizada a análise do relatório da sondagem no terreno, tendo como objetivo o reconhecimento do tipo de solo presente e, através dela, viabilizar e dimensionar outros tipos de fundações que também atendem o projeto.

### **1.1. Problema abordado**

Sabe-se que a fundação é uma etapa norteadora e importante para a conclusão com sucessos das etapas sucessoras. E para escolha da fundação, é preciso estudar o solo e as cargas dispostas pelo projeto, pois essas características são cruciais. O trabalho estuda a viabilidade de outras fundações que sejam compatíveis com o solo em questão, bem como os respectivos custos.

## 1.2. Justificativa

A investigação geotécnica é de extrema importância na construção civil, uma vez que fornece informações vitais sobre as características do solo e das condições geológicas do local de construção. Esses dados permitem que os engenheiros determinem o tipo de fundação mais adequado, avaliem os riscos relacionados à estabilidade do solo e planejem medidas de mitigação.

Portanto, a investigação geotécnica é um investimento essencial para garantir a segurança, a eficiência e a economia em projetos de engenharia civil. Desprezá-la pode resultar em surpresas desagradáveis durante a construção, como fundações inadequadas ou a necessidade de medidas corretivas.

Na engenharia civil, elaborar um orçamento bem detalhado é fundamental, uma vez que os projetos muitas vezes envolvem grandes investimentos financeiros e recursos. O custo não se limita apenas ao investimento inicial, mas também considera as despesas operacionais, de manutenção e de ciclo de vida da infraestrutura. Portanto, o gerenciamento eficaz dos gastos é essencial para garantir que os projetos serão executados de forma eficiente, dentro do que foi previsto em orçamentos, e o principal, mantendo a qualidade e segurança. Para isso, é necessário a análise cuidadosa de todos os aspectos do projeto, incluindo a seleção adequada de materiais, métodos de construção eficientes e a consideração de impactos orçamentários futuros, tornando a engenharia civil uma disciplina onde a otimização financeira desempenha um papel crítico.

Os custos elevados na construção civil representam um desafio significativo para a indústria, afetando diretamente a viabilidade e a rentabilidade dos projetos. Isso envolve gastos com materiais de construção, mão de obra especializada, equipamentos, regulamentações governamentais e uma série de outros fatores. A pressão para manter a saúde financeira da obra positiva é constante, uma vez que orçamentos inflados podem prejudicar a capacidade de conclusão de projetos conforme foi planejado. Além disso, o não cumprimento do planejado pode resultar em preços finais mais custosos para os clientes, impactando o valor final do imóvel.

A investigação do solo relaciona-se diretamente com a escolha do tipo de fundação que melhor se encaixa as características do terreno, ao projeto estrutural do empreendimento e ao planejamento financeiro, portanto, essa decisão deve ser feita

baseada em uma boa análise dos três quesitos relatados anteriormente de forma que o projeto seja executado com excelência.

### **1.3. Objetivo geral**

Estudar a viabilidade estrutural e econômica de outros dois tipos de fundações, sapata isolada e estaca pré-moldada, em um empreendimento que foi realizado com a fundação estaca hélice contínua. Será feito uma análise do solo, das cargas e do orçamento para avaliar as opções selecionadas.

#### **1.3.1. Objetivos específicos**

- Caracterização do solo através da análise do ensaio SPT do empreendimento multifamiliar;
- Cálculo da tensão admissível do solo, com base no ensaio SPT;
- Projeto de cargas do edifício, realizado através do software AltoQi Eberick;
- Dimensionamento da fundação sapata isolada;
- Análise da viabilidade estrutural e econômica da fundação sapata isolada;
- Dimensionamento da fundação estaca pré-moldada;
- Análise da viabilidade estrutural e econômica da fundação estaca pré-moldada;
- Comparação entre orçamentos dos três tipos de fundações: estaca hélice contínua, sapata isolada e estaca pré-moldada.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo Bastos (2016) a fundação é um elemento estrutural responsável por receber, suportar e transferir tensões ao solo, caracterizando a resistência e capacidade de carga, possibilitando assim a execução da mesma em determinado local, de forma que auxilia também no dimensionamento estrutural.

A fundação pode transferir tensões através de blocos, sapatas, tubulões, estacas, dentre outros tipos, e para determinar o tipo é preciso analisar o solo do terreno e as características arquitetônicas do projeto. Segundo Vanmarcke (1977) existem três incertezas que os solos possuem, a primeira é devido a natural heterogeneidade dos solos in situ, a segunda está relacionada às limitações dos ensaios e informações disponíveis para quantificar as características dos solos, e por fim, a terceira, são os erros de medições.

Essas incertezas afetam diretamente o projeto de dimensionamento das fundações, acarretando a necessidade da utilização de fatores de segurança elevados, que preveem qualquer imprecisão da estrutura. Por isso, os ensaios de campo são essenciais e indispensáveis; o mais usual é o Standard Penetration Test (SPT) que informa a origem e classificação dos elementos geológicos, a resistência da camada desejada, a posição do nível d'água e todas as informações necessárias do terreno.

Nesta perspectiva, é de suma importância escolher e dimensionar a fundação mais adequada, considerando o tipo de solo e carga atuante de projeto, pois além da prevenção de problemas futuros, resulta em um bom planejamento, uma melhor estabilidade para o restante da obra e uma melhor economia.

A principal função da fundação é receber as cargas da construção, além de promover o equilíbrio e sustentação para a obra, transmitindo as diferenças entre o solo e a edificação, evitando ruptura ou deformação, sejam elas de qualquer tipo. Dentre os fatores considerados para facilitar o processo de escolha, estão: a topografia do local, as características do maciço de solo, os dados da estrutura sobre a construção vizinha e os aspectos econômicos.

As tipologias de fundações podem ser divididas em duas formas: diretas (superficiais ou rasas) que são os blocos, as sapatas e o radier; e indiretas (profundas) que são os tubulões, estacas e caixões.

Cabe ao engenheiro responsável o estudo de todas as variáveis para elaboração do projeto, evitando os menores riscos e prejuízos à edificação, sua escolha é determinada em função do terreno. Brito (1987) define que o custo total da construção para fundações bem projetadas, corresponde em média de 3% a 10% do custo total, mas, se forem mal concebidas e mal projetadas, esses valores atingem de 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada.

Neste viés, Joppert (2007, p. 91), afirma que o controle de qualidade das fundações deve ser iniciado com a escolha da solução técnica e econômica adequada, passando pelo detalhamento de um projeto executivo e, finalmente, pelo controle de campo da execução do projeto.

### **2.1. Caracterização do solo**

O solo representa uma composição complexa de elementos naturais, incluindo componentes sólidos, líquidos e gasosos. Ele se forma através de processos naturais e é composto por uma mistura de materiais minerais e orgânicos. Presente na maior parte dos continentes da Terra, é habitado por organismos vivos e pode sustentar vegetação em seu ambiente natural. Em alguns casos, ele pode sofrer alterações devido à intervenção humana.

A classificação de um solo consiste na avaliação dos aspectos morfológicos, físicos, químicos e mineralógicos que o representam. No Brasil, os solos são classificados de acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS), e os tipos que podem ser encontrados são: argissolos, cambissolos, chernossolos, espodossolos, gleissolos, latossolos, luvisolos, neossolos, nitossolos, organossolos, planossolos e plintossolos. É importante conhecer e classificar o tipo de solo, já que estes desempenham um papel fundamental na determinação do comportamento e das propriedades geotécnicas dos terrenos.

A engenharia geotécnica, é responsável por avaliar as características específicas de cada tipo de solo, sendo eles sedimentares, residuais e rochosos. Essa avaliação inclui também sua granulometria, umidade, densidade, plasticidade, resistência e compressibilidade, para determinar como eles afetam a estabilidade e o comportamento das estruturas construídas sobre eles. Essa classificação de solos é fundamental para o projeto, construção e manutenção de obras civis, garantindo a segurança e a eficiência das estruturas.

### **2.1.1. Solos sedimentares:**

Os solos sedimentares se formam pela deposição de partículas minerais transportadas por água, vento ou gelo. Solos arenosos, silto-argilosos, aluviais, lacustres, costeiros e eólicos são exemplos de solos sedimentares presentes no Brasil.

Esses solos desempenham um papel crucial na engenharia civil e exigem estudos geotécnicos detalhados para garantir a estabilidade e o desempenho adequado das estruturas construídas sobre eles.

### **2.1.2. Solos residuais:**

A composição e propriedades dos solos residuais podem variar de acordo com as condições geológicas e climáticas locais, exigindo estudos geotécnicos para garantir a estabilidade de estruturas construídas sobre eles.

Sua formação ocorre a partir da decomposição das rochas, e dividem-se em: argilosos residuais, lateríticos com coloração avermelhada, arenosos residuais com boa drenagem, e solos silicosos residuais mais coesos e resistentes são exemplos de solos residuais presentes no Brasil.

### **2.1.3. Solos rochosos:**

Os solos rochosos são compostos por fragmentos de rochas consolidadas. Eles se destacam por sua alta resistência e capacidade de carga, tornando-os em uma base sólida para construções. Solos graníticos, basálticos, calcários, gnáissicos e quartzíticos são exemplos de solos rochosos presentes no Brasil.

São preferidos em projetos de engenharia devido à sua estabilidade, embora a escavação e o tratamento possam ser desafiadores.

## **2.2. Granulometria**

A granulometria é uma técnica que permite determinar a porcentagem e peso que cada faixa especificada de tamanho de partículas representa na massa total ensaiada de um determinado material. Essa análise se tornou muito importante para diversos setores industriais, pois possibilita avaliar aspectos como qualidade e eficiência dos processos produtivos.

Os resultados obtidos a partir desse ensaio permitem construir a curva de distribuição granulométrica, sendo fundamental para a classificação dos solos, como a estimativa de parâmetros para filtros, bases estabilizadas, permeabilidade,

capilaridade, entre outros. O ensaio pode ser feito apenas por peneiramento ou por peneiramento e sedimentação.

As areias são partículas maiores, com diâmetros dos grãos que variam de 0,05 a 2,0 milímetros. Elas conferem ao solo boa drenagem. Os siltes são menores se comparados a areia e com diâmetros variando de 0,002 a 0,05 milímetros. Quando há uma alta porcentagem de silte o solo tende a ser mais compactos e retêm mais água que os arenosos. No caso das argila suas partículas são menores, com diâmetros menores que 0,002 milímetros e quando encontrados nos solos têm alta capacidade de retenção de água, mas também podem ser propensos à compactação e à impermeabilização.

A combinação dessas três porcentagens citadas acima em um solo determina sua textura e influencia suas propriedades, como capacidade de retenção de água, permeabilidade, plasticidade e capacidade de suporte de carga. Essa textura é geralmente classificada em diferentes categorias como: arenoso, franco (mistura equilibrada de areia, silte e argila) e argiloso, com base nas proporções relativas dessas frações de tamanho.

### **2.3. Investigação geotécnica**

A investigação geotécnica é um processo fundamental na engenharia civil que visa obter informações sobre as características e propriedades do solo e das rochas em um determinado local. São utilizadas para avaliar a capacidade em suportar as cargas de uma estrutura, bem como para identificar possíveis problemas que possam afetar a segurança e estabilidade da obra.

Esse tipo de investigação envolve diversas etapas, como: a coleta e análise de amostras de solo e rocha, a realização de ensaios de laboratório e de campo para determinar suas propriedades mecânicas, a elaboração de mapas geotécnicos da região e a realização de estudos de geologia e hidrologia (SOUZA, ANDRÉ MENDES, CAIQUE 2015).

Ensaio de laboratório e de campo são realizados com o objetivo de obter os dados necessários para a caracterização do solo, amostras do solo são analisadas para determinar suas propriedades geotécnicas e características físicas.

#### **2.3.1. Importância da investigação geotécnica**

A investigação geotécnica é importante devido a capacidade de justificativa em prevenir prejuízos financeiros, que podem ser causados por super

dimensionamento estrutural ou falta de infra-estrutura. Pois fornece informações sobre as características do solo que são essenciais para avaliar a viabilidade de uma obra e para garantir a segurança e a estabilidade da estrutura (SOUZA, ANDRÉ MENDES, CAIQUE 2015).

Os dados obtidos são fundamentais para o dimensionamento e projeto de fundações, contenções de encostas, escavações, túneis, entre outras estruturas e também para a prevenção de desastres naturais, como deslizamentos de terra e erosões, e para a gestão do meio ambiente, pois permite avaliar o impacto ambiental da obra.

Além disso, permite alcançar uma boa avaliação da capacidade do solo e das rochas em suportar as cargas de uma estrutura e identificar possíveis problemas que possam afetar a segurança e a estabilidade da obra, promovendo uma garantia de segurança. Com base nessas informações é possível otimizar o projeto da obra, evitando o desperdício de materiais e recursos e reduzindo os custos.

A partir dos ensaios SPT, e as classificações do solo e suas características, cabe ao engenheiro estrutural determinar qual a carga da estrutura e o tipo de fundação a ser utilizado, para saber se o solo em questão tem resistência suficiente.

#### **2.3.1.1. Ensaio de granulometria**

O ensaio de granulometria é um procedimento importante na geotecnia e Engenharia Civil para determinar a distribuição de tamanhos de partículas em uma amostra de solo. Ele fornece informações cruciais sobre a textura e sua capacidade de drenagem. O ensaio envolve a coleta de uma amostra, peneiragem para separar as partículas por tamanho, pesagem das frações e construção de uma curva granulométrica.

#### **2.3.1.2. Ensaio de compactação**

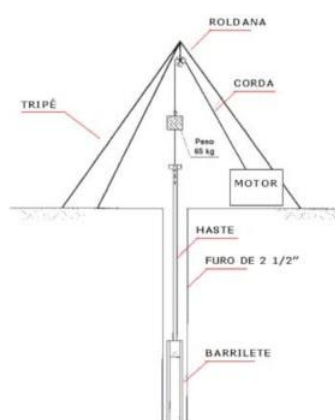
O ensaio de compactação determina a capacidade de um solo de atingir a densidade máxima sob condições controladas. Ele envolve a preparação de amostras, determinação do teor de umidade, compactação em camadas e cálculo da densidade seca. Esse ensaio é vital para o controle de qualidade, dimensionamento de estruturas e garantia de que a amostra atenda aos padrões de projeto, contribuindo para a segurança e eficiência das construções.

### 2.3.1.3. Ensaio de penetração SPT

O ensaio SPT possui o propósito de avaliar a resistência do solo à penetração em diferentes profundidades. Esse teste é vital para compreender suas características em diversas aplicações, incluindo fundações de construções, estabilidade de taludes e investigações geotécnicas. O SPT tem como principal objetivo quantificar a resistência à penetração do solo em camadas diferentes, fornecendo informações essenciais.

O procedimento do ensaio consiste na inserção de hastes e um barrilete no solo com a ajuda de um martelo padronizado. O martelo cai de uma altura fixa para penetrar o solo e coletar uma amostra padronizada. Durante a penetração, é registrado o número de golpes necessários em intervalos definidos de profundidade, geralmente a cada metro. Após atingir uma profundidade pré-determinada, as hastes são recuperadas, e a amostra é retirada do barrilete. A figura 1 mostra esquematicamente como são os equipamentos utilizados para a realização do ensaio.

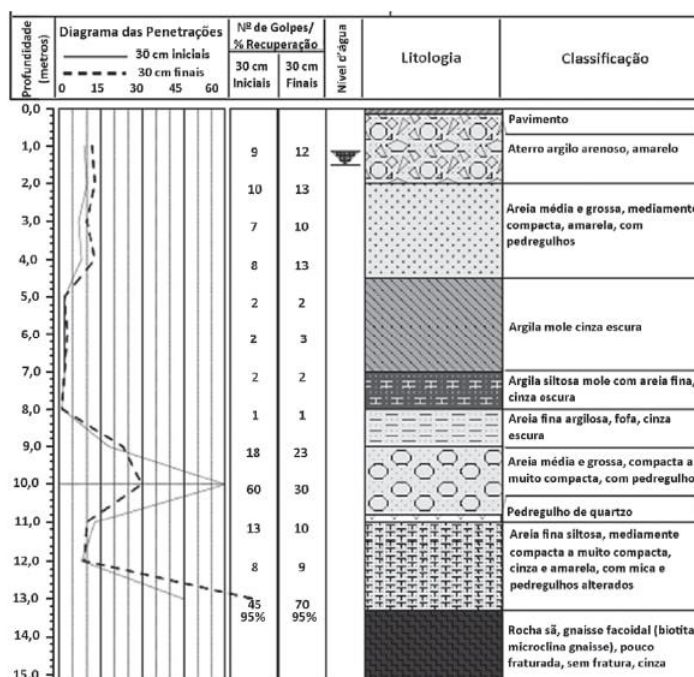
Figura 1 - Equipamentos para ensaio SPT.



Fonte: Pereira, 2018

Os dados obtidos no SPT, como o número de golpes por intervalo de profundidade, são essenciais para avaliar a resistência do solo e sua capacidade de carga, ajudando no projeto de fundações e estruturas. Além disso, o ensaio fornece informações sobre a estratigrafia do solo em diferentes profundidades, auxiliando na compreensão da geologia local. A figura 2 é um exemplo de resultado do ensaio.

Figura 2 - Exemplo de resultado do ensaio SPT.



Fonte: Pereira, 2018.

#### 2.3.1.4. Determinação da tensão admissível do solo com base no ensaio SPT

Através do ensaio SPT é possível calcular a tensão admissível do solo. Para isso, é necessário realizar reconhecimento do solo, onde o deve estar estabilizado para receber esse tipo de fundação, ou seja, ele não pode sofrer recalque de compactação na ação da percolação das águas pluviais.

Para realizar o cálculo da tensão admissível do solo, deve-se estimar o nível em que a fundação irá ser executada, para que, a partir dessa informação, seja possível verificar no ensaio o tipo de solo e classificá-lo quanto ao seu estado de compactidade e de consistência através do número de índice de resistência à penetração (quadro 1).

Quadro 1 - Estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
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	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura(o)
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: NBR 6484:2001

Feito isso, é possível calcular a tensão utilizando as fórmulas empíricas do professor Areias Netto. Para isso, utiliza-se o número de golpes exercidos para que o martelo desça 30cm do solo, ou seja, a segunda contagem, com o intervalo de 5 a 20 golpes. O cálculo da tensão admissível é realizado através das fórmulas representadas no quadro 2, e o coeficiente utilizado varia de acordo com o tipo de solo em questão. A tensão admissível é expressa em MPa.

Quadro 2 - Cálculo da tensão admissível de acordo com o solo.

Solo	Fórmula
Areias	$0,0333 \times \text{número de golpes}$
Argilas	$0,0200 \times \text{número de golpes}$
Argilas arenosas	$0,0250 \times \text{número de golpes}$

Fonte: Elaborado pelo autor, adaptado de Fundações Diretas Projeto e Dimensionamento (ANDRIGHI, 2022).

## **2.4. Fundação**

De acordo com a norma brasileira (NBR) 6122:1994, a qual estabelece os requisitos fundamentais a serem considerados no planejamento e implementação das bases de prédios, viadutos e outras construções, as fundações possuem condições básicas a serem analisadas tanto na fase de projeto quanto na própria execução de uma determinada fundação.

Vale ressaltar que as fundações se dividem em duas tipologias principais, sendo elas as fundações superficiais, conhecidas como rasas ou diretas, e profundas. Nesse parâmetro, cada uma delas possui suas características predominantes, bem como suas subdivisões, e através dessa perspectiva, cada caso irá se adequar a um tipo de fundação específica, sendo levado em consideração também, a investigação geotécnica para se entender o tipo de solo na qual a fundação será executada.

### **2.4.1. Fundações superficiais**

No âmbito da engenharia civil, as fundações superficiais assumem um papel crucial, uma vez que têm a responsabilidade de assegurar a transferência das cargas provenientes da estrutura para o solo de maneira segura e eficaz. Essas cargas decorrem tanto do peso intrínseco da edificação, como das pessoas e itens que a utilizam, ou ainda das influências externas, como ventos e sismos.

As fundações superficiais, segundo a NBR 6122:2010, são definidas como fundamentos nos quais a carga é transferida ao solo, principalmente através de pressões que se distribuem sob a base do fundamento, e nos quais a profundidade de colocação em relação ao solo circundante é menor que duas vezes a menor extensão do fundamento. É recomendável o uso dessa fundação quando as camadas resistentes do solo estão relativamente próximas da superfície e são capazes de suportar as cargas da estrutura.

Essa categoria de base inclui as sapatas, sapatas associadas e corridas, vigas de fundação, os blocos e o radier. Pode-se encontrar aplicação em uma ampla gama de projetos, como construções residenciais, comerciais, pontes, viadutos e similares. Elas apresentam vantagens em comparação com outros métodos de fundação, incluindo a simplicidade de implementação, menor investimento financeiro e a viabilidade de empregar materiais de construção com maior disponibilidade.

Entretanto, as fundações superficiais revelam igualmente algumas restrições, tais como a capacidade de suporte limitada em terrenos frágeis e o requerimento de

escavação durante sua instalação, o que pode representar um desafio em regiões urbanas densamente desenvolvidas.

#### **2.4.1.1. Sapatas**

Segundo a NBR 6122:2010, as sapatas constituem componentes em concreto reforçado que servem para dispersar as cargas oriundas da estrutura por uma área mais ampla do solo. A sua forma pode variar, sendo possível encontrá-las em configurações quadradas, retangulares, circulares ou em formato de “T”, de acordo com as particularidades da estrutura e das características do solo. Em relação a NBR 6118:2023, as sapatas representam elementos de dimensão que desempenham o papel de conduzir as cargas provenientes da base da construção diretamente ao solo, em situações envolvendo fundações diretas.

Já as vigas de fundação são elementos estruturais projetados para disseminar as cargas provenientes da edificação ao longo da sua extensão. Elas são recomendadas em cenários nos quais a carga sobre a estrutura é substancial, e o solo não é capaz de sustentá-la por meio de uma única sapata.

No caso de uma sapata rígida, é possível considerar uma distribuição planar das tensões normais na interface entre a sapata e o solo, na ausência de informações mais abrangentes sobre o assunto. Em situações que envolvam sapatas flexíveis ou cenários excepcionais como fundações sobre rochas, é necessário reexaminar essa suposição, mesmo quando se trata de uma sapata considerada rígida.

Para Velloso e Lopes, as sapatas possuem menor altura em relação ao bloco, sendo divididas em: isoladas, corridas e associadas. A primeira é classificada por receber apenas um pilar, e por isso o centro de gravidade será igual ao da base da sapata, independente da sua forma; a segunda são sapatas de grande extensão, que está exposta a ação de uma carga distribuída linearmente; e por fim a terceira, sendo semelhantes as sapatas corridas, porém recebem ações de mais de um pilar.

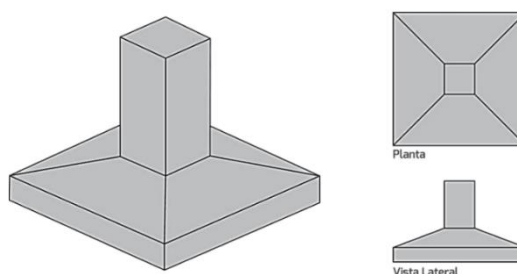
#### **2.4.1.2. Sapatas isoladas**

Segundo a NBR 6122:2010, é projetada para suportar a carga de um único pilar ou coluna da estrutura. Elas são geralmente retangulares ou quadradas em formato e têm uma espessura uniforme. A dimensão da sapata é determinada com base nas cargas atuantes, nas propriedades do solo e nos critérios de projeto aplicáveis.

As sapatas isoladas são um tipo comum de fundação superficial utilizada na engenharia civil. Elas são estruturas de concreto que distribuem a carga da estrutura sobre uma área maior do solo, reduzindo a pressão exercida de apoio. Essa distribuição de carga permite suporte das cargas transmitidas pela estrutura de forma segura e estável.

As configurações possíveis para a sapata isolada em planta são diversas, porém a forma retangular é a mais frequente, especialmente quando os pilares possuem essa geometria. A figura 3 possui representações gráficas de uma sapata isolada, com uma perspectiva, planta e vista lateral.

Figura 3 - Sapata isolada: perspectiva / planta / vista lateral.



Fonte: Darós, 2020

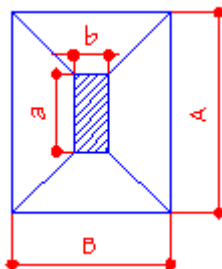
#### **2.4.1.2.1. Dimensionamento da sapata isolada**

Para a realização do dimensionamento de uma fundação do tipo sapata isolada, primeiramente é necessário que seja feito o cálculo da área de sapata em

cm<sup>2</sup>, conforme equação (1) abaixo, que necessita da carga do pilar, em kN, e também a tensão admissível do solo.

$$\text{Asapata} = 1,05 \times \frac{\text{Carga do pilar}}{\text{Tensão admissível do solo}} \quad (1)$$

Figura 4 - Vista superior sapata isolada.



Fonte: Autores, 2023.

As dimensões da sapata estão ilustradas na figura acima, onde são consideradas as dimensões do pilar (a e b) que a sapata receberá, e as dimensões da sapata (A e B) serão calculadas de acordo com as equações (2) e (3) abaixo. A

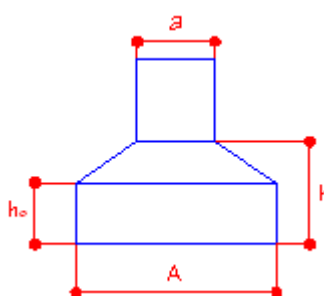
norma NBR 6122:2010 exige que as dimensões das sapatas devem ter no mínimo 60cm.

$$A = \sqrt{\left(\frac{b}{a} \times A_{\text{sapata}}\right)} \quad (2)$$

$$B = \sqrt{\left(\frac{a}{b} \times A_{\text{sapata}}\right)} \quad (3)$$

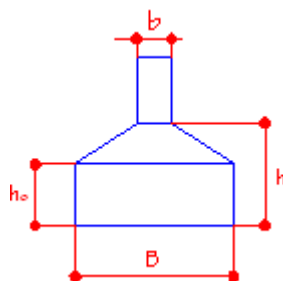
Após o cálculo das dimensões (A e B), o próximo passo é calcular as alturas (h) e (ho), conforme representado nas figuras 5 e 6.

Figura 5 - Vista frontal sapata isolada.



Fonte: Autores, 2023.

Figura 6 - Vista lateral sapata isolada.



Fonte: Autores, 2023.

Para realizar o dimensionamento da altura, utiliza-se as equações (4) e (5) abaixo. A altura adotada será a de maior valor.

$$h = \frac{A - a}{4} \quad (4)$$

$$h = \frac{B - b}{4} \quad (5)$$

Já para calcular o ho, basta dividir a altura adotada por 3, conforme mostra a equação (6).

$$ho = \frac{h}{3} \quad (6)$$

### 2.4.1.3. Sapatas corridas

As sapatas corridas, de acordo com a NBR 6122:1996, é exposta a uma carga linearmente distribuída. Também são conhecidas como sapatas contínuas, e é utilizada na engenharia civil consistindo em uma viga de concreto armado que se estende ao longo da área de apoio de uma estrutura, geralmente sob paredes ou muros de alvenaria.

Diferentemente das sapatas isoladas, que são utilizadas para suportar cargas pontuais de pilares individuais, as sapatas corridas têm a finalidade de distribuir a carga uniformemente ao longo de sua extensão, transferindo-a para o solo de apoio. Essa distribuição de carga ao longo da sapata ajuda a reduzir a pressão exercida sobre o solo minimizando os recalques diferenciais.

#### **2.4.1.4. Blocos de concreto**

Segundo a NBR 6122:1996, os blocos de concreto correspondem a uma estrutura de base em concreto do tipo superficial, projetada de forma que as forças de tensão geradas não exijam o uso de reforços metálicos, sendo suportadas exclusivamente pelo próprio concreto. Sua configuração pode envolver faces verticais, inclinadas ou em degraus, frequentemente exibindo uma forma de planta em seção quadrada ou retangular.

Os blocos de concreto são um tipo de fundação superficial utilizado na construção civil. Eles consistem em elementos de concreto pré-moldados, geralmente retangulares ou quadrados, que são posicionados diretamente sobre o solo de apoio. Esses blocos distribuem as cargas da estrutura sobre uma área maior do solo, reduzindo a pressão exercida e garantindo a estabilidade da construção.

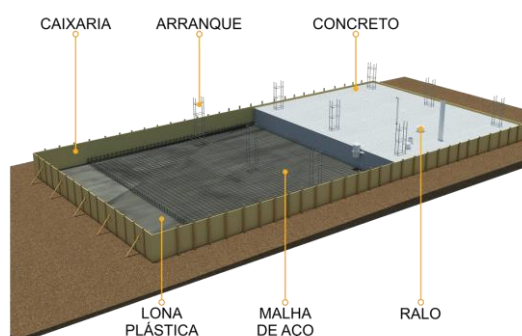
Segundo Hachich et al. (1998), as categorias predominantes de fundações rasas ou superficiais são as mais frequentemente encontradas, e isso inclui a descrição do bloco de base como um componente de concreto simples, de proporções consideráveis, cujo principal modo de atuação é a absorção de forças de compressão. Sua concepção é calculada de maneira a garantir que as tensões de tração geradas sejam suportadas pelo concreto sem a referida incorporação de estruturas de reforço.

#### **2.4.1.5. Radier**

Segundo a NBR 6122:2010, a fundação do tipo radier é definida como componente de base rasa que engloba todos os pilares da estrutura ou cargas disseminadas como depósitos, tanques e outros.

Trata-se de uma laje de concreto armado, responsável por englobar toda a área da construção, e distribuir as cargas estruturais de maneira uniforme sobre o solo de apoio. O radier é utilizado principalmente em terrenos de capacidade de suporte do solo baixa, solos moles ou terrenos com lençol freático elevado. Usualmente, é mais utilizado em casas de padrão popular, devido a sua economia e agilidade de execução. E são classificados de acordo com sua geometria, rigidez à flexão e tecnologia.

Figura 7 - Radier com concreto armado.



Fonte: Retondo, 2021.

#### 2.4.2. Fundações profundas

Segundo a NBR 6122:2010, define-se como fundação profunda aquela que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões, e segundo a norma não há distinção entre elas.

A implementação de uma base profunda impacta tanto nos solos como nas bases adjacentes que já foram construídas, levando a modificações nas condições iniciais estabelecidas pelo projeto. Cada tipo de sistema de base afeta o solo e as estruturas pré-existentes de maneira distinta, o que requer uma análise minuciosa em cada situação para determinar a adequação do método de cálculo e para avaliar a estabilidade e a eficácia da alternativa proposta, de acordo com os autores Milititsky, Consoli e Schnaid (2015).

Existem vários tipos de fundações profundas, entre os quais podemos destacar:

### 2.4.2.1. Estaca

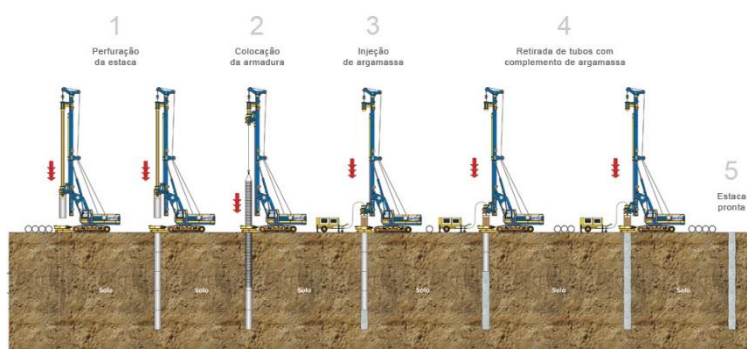
Estruturas de base profunda construídas exclusivamente por maquinário ou instrumentos, sem a necessidade de descida de trabalhadores em nenhum estágio do processo. Os materiais utilizados podem incluir concreto moldado in loco, concreto pré-moldado, aço, madeira ou combinações destes, segundo NBR 6122:2010.

Segundo Velloso e Lopes (2010), as fundações em estacas, têm categorizações baseadas em diversos critérios. Dependendo do material, podem ser agrupadas como estacas de madeira, concreto, aço ou combinações.

Em relação ao método de construção, as mesmas podem ser subdivididas com base no impacto no solo (ou tipo de movimento) resultante da sua instalação. Podendo ser classificadas como de deslocamento, a qual localizam-se as estacas impulsadas de forma geral, já que o solo no local onde a estaca será posicionada é deslocado de forma horizontal, e também como de substituição, em que se encontram as estacas perfuradas de maneira geral, pois o solo no local que a estaca irá ocupar é retirado, resultando em uma certa diminuição das tensões geostáticas horizontais.

Segundo (JOPPERT JÚNIOR, 2007), estacas são estruturas finas que são inseridas no solo por meio de batidas ou após uma perfuração prévia seguida de enchimento de concreto. Portanto, elas podem ser categorizadas como estacas cravadas e estacas perfuradas.

Figura 8 - Fundação estaca raiz.



Fonte: Geofix, 2023.

### 2.4.2.2. Estaca escavada mecanicamente

Estaca produzida ao realizar perfuração do solo utilizando um trado mecânico, sem a utilização de revestimento ou substâncias para estabilização, segundo a NBR 6122:2019.

Para (HACHICH et al., 1998), as estacas criadas por meio da escavação mecânica com trado helicoidal, uma técnica de uso mais recente, são realizadas empregando torres metálicas que são sustentadas por chassis também metálicos ou são conectadas a veículos como caminhões. Em ambos os cenários, guinchos, sistemas de tração e hastes de perfuração são empregados. Essas hastes de perfuração podem ser compostas por um trado helicoidal ao longo de toda a extensão ou podem ser compostas por trados com comprimentos variando entre 2 e 6 metros na extremidade. O progresso da perfuração ocorre por meio da extensão telescópica das hastes.

Para Joppert Júnior (2007), essas estacas são criadas através da utilização de uma máquina de perfuração rotativa que está conectada a uma "mesa rotativa". Essa mesa faz com que um tubo telescópico, do tipo haste Keller, gire. Na extremidade desse tubo telescópico, encontra-se uma broca helicoidal com cerca de 1 metro de comprimento, a qual penetra e perfura o solo com diâmetros variando de 25 centímetros a 170 centímetros, podendo atingir profundidades de até 27 metros. Como as escavações não são revestidas, sua aplicação está limitada à camada de água subterrânea e os solos que não apresentam riscos de desmoronamento, e em sua maioria são predominantemente compostas por areia.

Este processo continua com a remoção do solo a cada metro perfurado, suspendendo a broca cheia de solo e girando-a fora do buraco. É fundamental limpar imediatamente o solo que cai na superfície adjacente à estaca para evitar que ele retorne para dentro da escavação.

Por fim, quando atinge a profundidade de perfuração desejada, é necessário compactar o fundo da escavação com um pilão amarrado a uma corda. Esse processo visa a compactação do solo solto junto à base da estaca, onde ela receberá apoio.

#### **2.4.2.3. Tubulões**

Os tubulões são caracterizados por um pilar de base profunda, de formato cilíndrico, no qual, pelo menos durante a fase final, a presença de trabalhadores é necessária. Pode ser construído tanto em ambiente externo quanto sob pressão de ar comprimido (pneumático) e ter uma base alargada ou não. A construção pode ser realizada com ou sem a proteção externa, que pode ser feita de aço ou concreto. No caso de usar uma camisa metálica como revestimento, ela pode ser deixada no solo ou recuperada após a instalação, de acordo com a NBR 6122:1996.

De acordo com a NBR 6122:2019, esse tipo de fundação profunda é caracterizado pelo requisito de intervenção manual em fases avançadas da escavação do solo. Isso ocorre para efetuar a expansão da base ou, no mínimo, para efetuar a limpeza do fundo da escavação, já que, nesse tipo de fundação, as cargas são majoritariamente suportadas pela extremidade inferior.

Os tubulões a céu aberto representam elementos estruturais de fundação profunda que são construídos através do processo de concretagem em um poço escavado no solo. Geralmente, esse poço é caracterizado por ter uma base ampliada, conforme indicado por Alonso (2010). Esses tubulões são comumente criados acima do nível natural da água ou em um nível rebaixado.

Por outro lado, os tubulões a ar comprimido, revestidos com camisas de concreto ou aço, são empregados quando há a necessidade de construir tubulões em solos onde a presença de água não pode ser eliminada devido ao risco de colapso das paredes da escavação.

#### **2.4.2.4. Caixões:**

A fundação profunda do tipo caixão possui formato prismático, construído com concreto na superfície e implantado através de escavação interna. Sua instalação pode ser feita com a utilização de ar comprimido ou não, e a base pode ser com alargamento ou não, segundo a NBR 6122:2019.

Também conhecidos como caixas de fundação ou caixões de concreto, eles são estruturas retangulares ou quadradas que são cravadas ou moldadas in loco no solo para suportar as cargas da estrutura. Estes são projetados para penetrar em camadas mais profundas, a fim de conceder uma base estável e resistente.

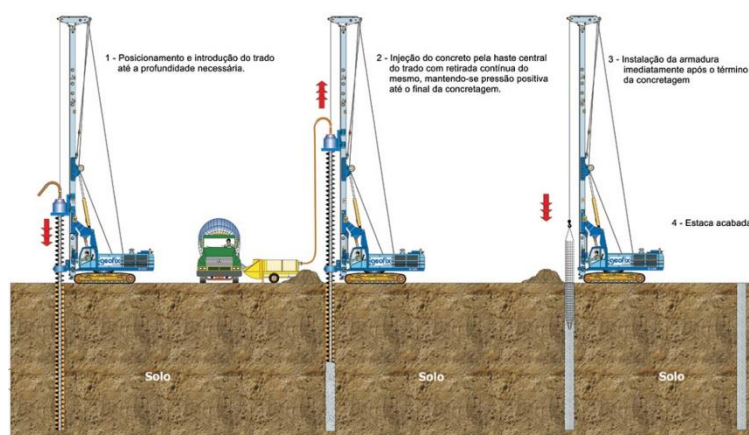
#### **2.4.2.5. Estaca hélice contínua**

Segundo GEOFIX (2020), a técnica das estacas hélice contínua teve sua origem nos Estados Unidos durante a década de 1950. A chegada da utilização das estacas hélice contínua no Brasil ocorreu aproximadamente em 1987. Nesse período, as estacas eram produzidas utilizando equipamentos desenvolvidos localmente, que eram montados sobre guindastes de esteiras.

Trata-se de uma estaca de concreto que é moldada no próprio local de construção, sendo criada através do emprego de um trado contínuo e da injeção de concreto com um controle preciso de pressão, simultaneamente a remoção do trado (HACHICH et al., 1998).

O processo de perfuração envolve a rotação da hélice por meio de um torque apropriado para superar a resistência do solo. Após alcançar a profundidade desejada, insere-se o concreto através do tubo central (geralmente utilizando uma bomba de concreto conectada ao equipamento de perfuração por meio de uma mangueira flexível), preenchendo o espaço criado pela remoção da hélice. Retira-se a hélice sem rotação ou com rotação muito lenta no sentido da perfuração.

Figura 9 - Fundação estaca hélice contínua.



Fonte: Geofix, 2023.

O concreto usado geralmente possui uma resistência característica de 18 a 25 MPa, e sua fluidez é mantida com um slump entre 200 mm e 240 mm. O processo de acomodação da armadura em forma de gaiola ocorre logo após a concretagem, e essa armadura é introduzida por gravidade ou com a assistência de um pilão de baixa carga ou um vibrador.

De acordo com a NBR 6122:2019, uma estaca hélice contínua é uma estaca de concreto moldada no próprio local, fabricada através da introdução rotativa de um trado helicoidal contínuo no solo, ao mesmo tempo que o concreto é injetado através da haste central do trado durante sua retirada. A armadura é então posicionada após a conclusão da concretagem da estaca.

As etapas envolvidas na construção da estaca hélice contínua incluem a perfuração, a concretagem realizada simultaneamente à remoção da hélice do solo e, por fim, a inserção da armação, segundo Hachich et al. (1998).

A principal vantagem da fundação por estaca hélice contínua é sua capacidade de carga e resistência ao cisalhamento. A hélice no topo da estaca aumenta a área de contato com o solo, proporcionando uma maior capacidade de carga em comparação com estacas convencionais.

De acordo com Pereira Filho (2016), o processo de perfuração, é realizado por uma haste de perfuração, que é composta por uma hélice espiral e está conectada a um tubo central. A função da hélice é remover o solo, sendo equipada com dentes na sua parte inferior, facilitando a penetração no solo. A perfuração ocorre de forma ininterrupta, e a remoção do solo retido nas hélices só acontece durante o processo de concretagem. Isso garante a estabilidade das paredes laterais, especialmente em solos não coesivos. Quando se trata de terrenos com lençol freático, é utilizada uma tampa na extremidade do tubo central para evitar o contato com a água.

Já no processo de concretagem, de acordo com MANTUANO (2013), o processo de concretagem da estaca se inicia após alcançar a profundidade desejada. O concreto é descarregado de um caminhão betoneira e, em seguida, injetado pela parte superior da haste. O concreto é inserido com pressão positiva, uma abordagem que visa garantir a continuidade da seção principal da estaca.

Nessa etapa, dois aspectos cruciais do processo precisam ser considerados. Primeiramente, é importante assegurar que a ponta do trado, durante a perfuração, alcance um tipo de solo que permita a formação de uma bucha, a fim de evitar que o concreto retorne pela interface entre o solo e o trado. Em segundo lugar, é essencial controlar a velocidade de retirada do trado, de maneira a evitar um consumo excessivo de concreto.

No decorrer do procedimento de concretagem e à medida que o trado é removido da perfuração, inicia-se a etapa de limpeza da mesma. Geralmente, essa limpeza é realizada manualmente por um trabalhador que utiliza uma enxada. Esta limpeza é de extrema importância, pois não apenas assegura a qualidade da estaca, como também contribui para a segurança dos operários.

Isso ocorre porque fragmentos de rochas presentes no solo podem estar contidos no material escavado e, quando os trados são retirados de profundidades de até 24 metros, esses fragmentos podem ser liberados (PEREIRA FILHO, 2016).

No processo de inserção da armadura, a mesma deve ser colocada dentro da estaca imediatamente após a concretagem. Essa armadura é moldada no formato de uma gaiola, rígida, de forma que possibilite a introdução do concreto. No contexto de estacas que enfrentam cargas laterais ou tensões de tração e que requerem o uso de gaiolas extensas, é recomendável optar por espirais em substituição aos estribos, e é aconselhável evitar emendas através de transpasses.

#### **2.4.2.6. Estaca pré-moldada**

Segundo a NBR 6122:2019 a estaca pré-moldada de concreto é construída de segmentos de concreto pré-fabricado ou pré-moldado e introduzida no terreno por golpes com martelo de: explosão, gravidade, vibratório ou hidráulico.

Para Velloso e Lopes (2010), o concreto é o material da construção que traz mais vantagens para a confecção de estacas, pois além de sua resistência aos agentes agressivos, tem bom suporte das alternâncias de secagem e umedecimento. Podendo ser moldado a fim de se executar tanto para pequenas quanto grandes capacidades de carga.

As estacas pré-moldadas possuem diversas vantagens tais como:

- Facilidade de molde, aceitando seção transversal de qualquer configuração (maciça ou oca);
- Alta resistência em: compressão, flexão composta, tração decorrente da cravação e flexão;
- Capacidade de suportar elevadas forças de tração, por exemplo: ancoragem, proteção de pilares de pontes, dentre outros;
- Menor fissuração;
- Alta capacidade de manipulação e cravação;
- Possibilidade de serem executadas com seções transversais de grandes dimensões e comprimentos;
- Quando são usadas como estacas-prancha em ensecadeiras, estruturas de arrimo, muro de cais, pode-se empregar protensão excêntrica para aumentar a resistência à flexão;
- Fornecem segurança na passagem por meio de camadas muito moles, quando a concretagem in loco pode apresentar problemas;

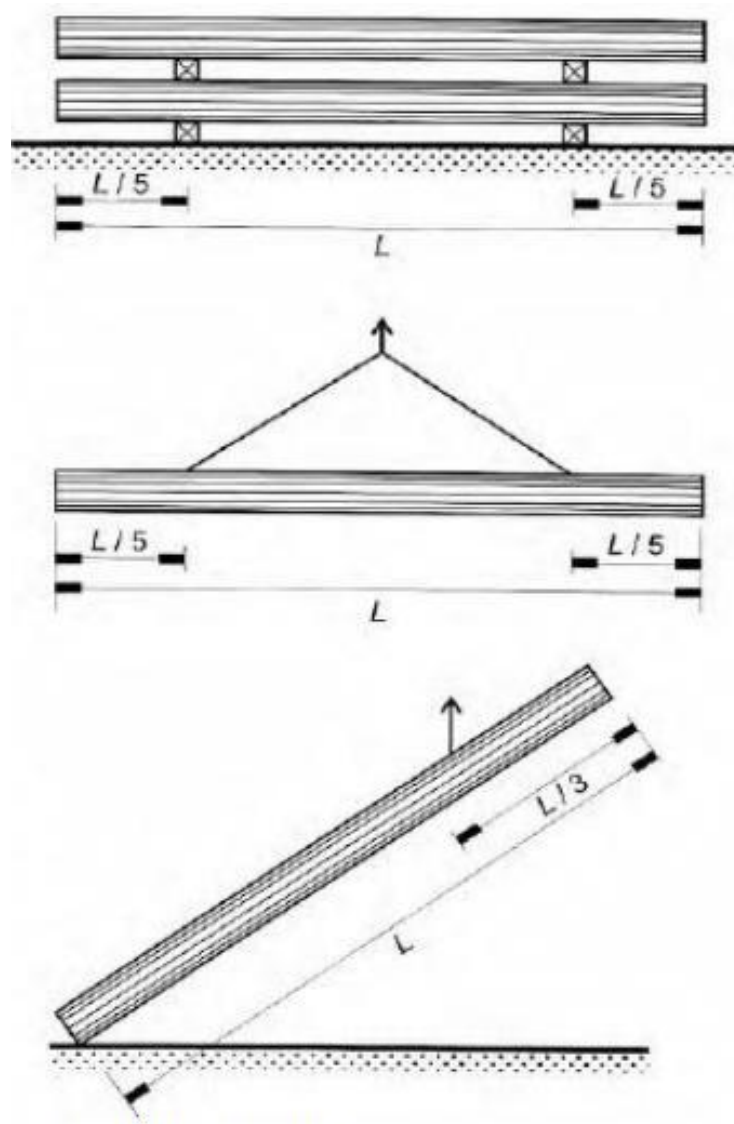
Assim como há muitas vantagens, existe uma desvantagem principal relacionada diretamente com a dificuldade de acomodação às variações do terreno. Em caso da camada resistente apresentar grandes modificações em sua profundidade, e também não haver previsão cuidadosa do comprimento, correrá o risco de enfrentar o problema de corte ou emenda de estacas, prejudicando diretamente a economia da obra (VELLOSO; LOPES, 2010).

É importante mencionar, que as vantagens citadas estão relacionadas às estacas confeccionadas para projetos específicos e suas características são únicas.

Um outro ponto, está relacionado ao manejo desse elemento, pois como não possui boa resistência à tração e a choques mecânicos, quando levantar a estaca precisa ter um equilíbrio de momentos fletores quando está submetido aos esforços na fase de manuseio. Equilibrando os momentos fletores máximos positivos e negativos, de maneira que nenhum ponto da estaca fique com momento superior ao que ocorre no ponto do manuseio, recomenda-se ainda que haja uma majoração em 30% dos momentos máximos no cálculo da armadura, justamente devido a este transporte. (HACHICH et al.,1998)

Velloso e Lopes (2010), ressalta ainda que os esforços de manipulação são calculados de acordo com os modos de suspensão para carga, descarga e estocagem e de içamento para cravação, previstos nas estacas. Observe na figura 10, os modos de suspensão e içamento mais comuns.

Figura 10 - Estocagem, suspensão e içamento de estaca pré-moldada.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

Existem diversos modelos no mercado, disponíveis para compra com seus respectivos comprimentos de 6,8, 10 e 12m, caso o projeto esteja dimensionado com comprimentos maiores, há a possibilidade de combinar as peças, por meio de emendas, que geralmente são feitas por luva metálica de encaixe ou anel soldado. As emendas soldadas transmitem compressão, tração e flexão, se a estaca for prevista apenas para compressão em serviço e não atravesse solos moles, pode-se utilizar emendas por luva de encaixe. Mas, é válido ressaltar, que a decisão precisa seguir o padrão normativo, assim como dispõe a NBR 6122:2019 a utilização de apenas uma emenda de encaixe, e as demais soldadas.

#### **2.4.2.7. Dimensionamento da estaca pré moldada**

##### **2.4.2.7.1. Método Blévo & Frémy**

O Método de BLÉVOT & FRÉMY (1967) é uma abordagem utilizada na engenharia estrutural, mais no campo de dimensionamento de blocos apoiados em estacas. Nessa perspectiva, o método foi proposto pelos pesquisadores franceses BLÉVOT & FRÉMY em 1967 como uma alternativa ao modelo tradicional baseado na teoria de flexão de vigas.

Ao contrário da abordagem convencional, o Método de BLÉVOT & FRÉMY se concentra na análise do comportamento das bielas de compressão de concreto no bloco. As mesmas são consideradas como elementos que transmitem as forças de compressão entre o bloco, as estacas e o pilar.

É levado em consideração a inclinação das bielas, a abertura entre as estacas, e outras características geométricas e de reforço. Vale ressaltar que o mesmo foi validado através de uma série de experimentos, em que os blocos de coroamento foram submetidos a testes em diferentes configurações de estacas e armaduras.

Os pesquisadores franceses apresentaram um método de dimensionamento para blocos apoiados em estacas, sem base na teoria de flexão de vigas. Nesse viés, fizeram 116 experimentos em blocos com duas, três e quatro estacas, utilizando diversas configurações de armaduras, com o propósito de validar o seu método, denominado Método das Bielas. Estabeleceram alturas para os blocos de modo que as bielas mantivessem uma inclinação superior a 40° em relação à horizontal. Assim, os modelos foram categorizados em dois grupos: o primeiro consistindo de arranjos

de armaduras com barras lisas e ganchos, e o segundo composto por armaduras com barras nervuradas sem ganchos.

Os resultados dos experimentos realizados por BLÉVOT & FRÉMY mostraram a eficácia do método e chegaram à conclusão de que o bloco de coroamento apoiado em duas estacas opera de forma segura por meio de bielas de compressão principalmente quando as bielas eram inclinadas dentro de um intervalo específico de aproximadamente 45° e 55°.

Para a utilização do modelo de BLÉVOT & FRÉMY, é necessário o cálculo das forças atuantes nas bielas, incluindo a resultante de tração representada por (Rst) e a resultante de compressão no concreto representada por (Rcb), gerando as equações 7,8, 9, 10, 11, 12 e 13.

$$R = \text{est} \frac{Q_u}{n} \quad (7)$$

$$R_{\text{est}} = R_{\text{cc}} \times \text{sen}(\theta) \quad (8)$$

$$R_{\text{st}} = R_{\text{cc}} \times \text{cos}(\theta) \quad (9)$$

$$Q_{\text{zns}} = \frac{Q_u}{A_c \times \text{sen}^2(\theta)} \quad (10)$$

$$Q_{\text{zni2}} = \frac{Q_u}{2 \times A_{\text{est}} \times \text{sen}^2(\theta)} \quad (11)$$

$$Q_{\text{zni3}} = \frac{Q_u}{3 \times A_{\text{est}} \times \text{sen}^2(\theta)} \quad (12)$$

$$Q_{\text{zni4}} = \frac{Q_u}{4 \times A_{\text{est}} \times \text{sen}^2(\theta)} \quad (13)$$

- $Q_u$  = carga de ruptura;
- $n$  = número de estacas;
- $R_{\text{est}}$  = reação de  $Q_u$  em cada estaca;
- $R_{\text{cc}}$  = força resultante no concreto comprimido;
- $R_{\text{st}}$  = força resultante no aço tracionado;
- $\theta$  é o ângulo de inclinação da biela em relação ao plano horizontal;
- $A_c$  = área da seção transversal do pilar;
- $A_{\text{est}}$  = A área da seção transversal da estaca.

#### 2.4.2.7.2. Método de Santos

No método de Santos, o mesmo indicou uma modificação no modelo proposto por BLÉVOT & FRÉMY. Nesse aspecto, essa adaptação inclui a ampliação da área

dos pilares e estacas com uma abertura de 45°. Como muda a área, as tensões também alterarão as tensões limites que são indicadas pela ABNT NBR 6118:2014.

Ambos os métodos têm como objetivo fornecer uma estrutura mais segura e eficiente para blocos de coroamento apoiados em estacas, cada um com suas próprias abordagens e considerações específicas. A escolha entre os métodos depende das necessidades do projeto e das normas de engenharia aplicáveis.

Em relação ao método de Santos, o mesmo propôs a determinação da profundidade e também do nó superior em busca de se achar um melhor valor limite de resistência das bielas para fazer o dimensionamento dos blocos. Com base nisso há um roteiro de cálculo que se baseia em primeiramente adotar um valor para  $y$ , em seguida tem-se a determinação da inclinação de Santos das bielas e a verificação das tensões de compressão do nó superior, feito isso, é realizado a determinação das armaduras principais sobre as estacas e a verificação das tensões de compressão do nó sobre as estacas e finalmente é feito a determinação de armaduras secundárias. Para realizar o cálculo é utilizado as equações abaixo: inclinação de Santos (8), equilíbrio dos nós superiores e inferiores (9) e (10), tensão atuante no pilar (11), área das bielas (12) e (13), definição das armaduras (14).

- Inclinação de Santos

$$\theta_{\text{Santos}} = \arctg \left( \frac{h - 0,5y - d'}{ab} \right) \quad (8)$$

- Equilíbrio dos nós superiores e inferiores

$$R_{cb, d} = \frac{N_d}{n_{est} \times \text{sen} \theta_{\text{Santos}}} \quad (9)$$

$$R_{st, d} = \frac{N_d}{n_{est} \times \text{tg} \theta_{\text{Santos}}} \quad (10)$$

- Tensão atuante no pilar

$$\sigma_{cd, bie, pil} = \frac{R_{cb, d}}{A_{bie, pil}} = \frac{N_d}{A_{pil, amp} \times \text{sen}^2 \theta_{\text{Santos}}} \leq f_{cd1} \quad (11)$$

- Área das bielas

$$A_{bie, pil} = A_{pil, amp} \times \text{sen} \theta_{\text{Santos}} \quad (12)$$

$$A_{bie, est} = A_{est, amp} \times \text{sen} \theta_{\text{Santos}} \quad (13)$$

- Definição das armaduras:

$$A_s = \frac{R_{st,d}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{n_{est} \times f_{yd} \times tg\theta_{santos}} \quad (14)$$

Onde:

h = altura do bloco;

d' = distância entre a face interior do bloco e o nível das armaduras;

ab = projeção horizontal da biela;

y = altura da região nodal superior;

N<sub>d</sub> = força de cálculo aplicada no pilar;

n<sub>est</sub> = Quantidade de estacas existentes no bloco de fundação.

Abie,pil = área da seção da transversal da biela junto ao nó superior (pilar);

Abie,est = área da seção da transversal da biela junto ao nó inferior (estaca);

Apil,amp = área da seção da transversal do pilar ampliada;

Aest,amp = área da seção da transversal da estaca ampliada.

## 2.5. Capacidade de cargas em estacas

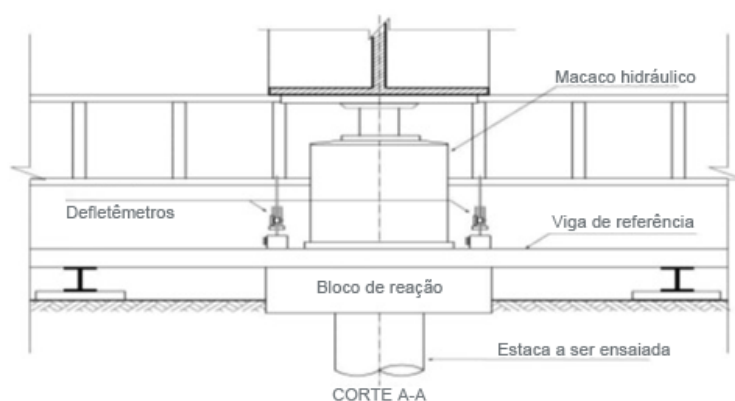
É uma propriedade fundamental na determinação da capacidade da estaca no suporte de cargas provenientes da estrutura. Sendo esta influenciada por diversos fatores, tais como: tipo, as características do solo, a profundidade de inserção e a carga aplicada. Existem diferentes métodos e abordagens para determinação dessa capacidade, sendo os mais comuns baseados em análises teóricas e ensaios de campo ou laboratório.

A NBR 6122:2019 define que a carga admissível sobre uma estaca ou tubulão isolado causando apenas recalques que a construção suporte, sem afetar a estrutura e mantendo a segurança contra ruptura ou escoamento tanto do solo quanto do elemento de fundação. Para determinação da capacidade de carga é preciso considerar a resistência de ponta e a resistência lateral. A primeira está relacionada com a capacidade da estaca em suportar as cargas através de sua ponta, por exemplo: em estacas do tipo cravadas, a resistência dependerá do atrito lateral entre a ela e o solo adjacente; e para perfuradas essa resistência é obtida pela interação entre a base da estaca e o solo resistente abaixo dela. E a segunda, é a resistência devida ao atrito entre a estaca e o solo ao longo de sua superfície lateral, sendo importante principalmente em solos coesivos ou em presença de água, onde a

capacidade de carga das estacas pode ser significativamente influenciada por essa interação.

Os ensaios de carga são realizados para determinar a capacidade de carga de forma direta, aplicando cargas controladas na estaca e medindo sua resposta. O mais comum é o ensaio de carga estática, no qual a carga é aplicada de forma gradual e a deformação da estaca é monitorada. Esses ensaios permitem a obtenção de curvas de carga x deslocamento, que são utilizadas para definir a capacidade de carga da estaca. Pode-se observar a figura 11.

Figura 11 - Prova de carga estática.



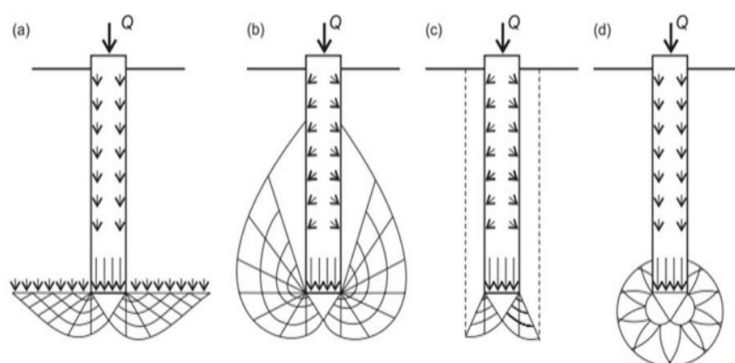
Fonte: Geofix, 2023.

Para a avaliação da capacidade de carga pode ser utilizado métodos racionais ou teóricos que consideram soluções clássicas a contar de parâmetros do solo como ângulo de coesão e atrito; e também métodos semi-empíricos que consistem em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultado de ensaios como o Cone Penetration Test (CPT) e o SPT.

### 2.5.1. Métodos racionais ou teóricos

Existem inúmeras teorias para determinar a capacidade de carga de fundações, onde cada uma postula diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1976; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972). Observe a figura 12.

Figura 12 - Ruptura das diversas soluções teóricas: (a) Terzaghi; (b) Meyerhof; (c) Berezantzev; (d) Vésic.



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

### 2.5.2. Métodos semi-empíricos

Segundo Schnaid no Brasil, é usual o ensaio SPT, adotou a prática de relacionar as medidas de  $N_{spt}$  diretamente com a capacidade de carga de estacas. Mesmo sabendo que os métodos adotados são ferramentas valiosas à engenharia de fundação, é importante reconhecer que devido à natureza estatística, a validade está limitada à prática construtiva regional e às condições específicas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento. Dentre estes métodos estão: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978), Viezzer & Amaral (2000).

Este trabalho terá ênfase no Método de Décourt & Quaresma, já que no presente estudo o engenheiro estrutural escolheu este método para dimensionamento da fundação, por meio da utilização das estacas do tipo hélice contínua.

O Método Décourt & Quaresma (Décourt e Quaresma, 1978) é expedito de estimativa da capacidade de carga de ruptura baseada exclusivamente em resultados do ensaio SPT, inicialmente foi desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto e posteriormente foi estendida para outros tipos de estacas, por exemplo as escavadas em geral, hélice contínua e injetadas.

Existem diversas teorias e métodos analíticos que permitem a estimativa da capacidade de carga em estacas com base nas propriedades do solo e da estaca. Alguns dos métodos mais utilizados incluem a teoria do atrito negativo, o método de resistência ao cisalhamento do solo e o método da equação de carga limite. Esses métodos fornecem estimativas da capacidade de carga e são frequentemente utilizados em projetos preliminares.

É importante ressaltar que a determinação precisa da capacidade de carga em estacas requer uma análise geotécnica completa, considerando as características específicas do solo e da estaca, bem como a aplicação de fatores de segurança adequados. O projeto de estacas necessita de um engenheiro geotécnico experiente, levando em conta os códigos de projeto e as normas específicas do local.

### **2.5.3. Etapas para determinação das cargas em estacas**

A determinação da capacidade de carga em estacas envolve várias etapas e considerações. Embora a abordagem exata possa variar dependendo das circunstâncias específicas do projeto, aqui estão algumas etapas comuns no processo de determinação da capacidade de carga em estacas:

Na etapa de caracterização do solo, é realizada uma investigação geotécnica detalhada do local para obter informações sobre as propriedades do solo, como resistência, compressibilidade, permeabilidade e características de expansão. Isso pode incluir sondagens, ensaios de campo e laboratoriais.

Já na fase de seleção do método, é preciso escolher com base nas características do solo e das estacas qual o mais adequado para determinar a capacidade de carga. Isso pode envolver uma combinação de métodos analíticos, ensaios de carga estática, ensaios de carga dinâmica ou uma abordagem empírica.

A análise dos resultados dos ensaios de carga ocorre quando há a realização de ensaios, para a obtenção de dados coletados durante o teste. Isso pode incluir a análise das curvas de carga x deslocamento, bem como traduzir os resultados obtidos em comparação com os critérios de projeto e os padrões de desempenho aceitáveis. Pode utilizar três métodos diferentes: analítico, de resistência ao cisalhamento do solo ou da equação de carga limite.

A consideração dos fatores de segurança apropriados também é considerada, com o objetivo de garantir desempenho e segurança adequados da fundação, podendo envolver a aplicação de fatores de segurança específicos definidos por normas ou regulamentos locais.

Além dos fatores citados acima, também é importante considerar a estabilidade global do sistema de fundação, a redistribuição de cargas entre as estacas, o assentamento tolerável e a limitação de recalques diferenciais.

Por fim, é dimensionado o projeto das estacas, com todos os critérios de capacidade de carga, conhecimento do solo, fatores de segurança, análises de

ensaios com base na capacidade de carga determinada, no desempenho esperado e em outras considerações de projeto, dimensionar e projetar as estacas necessárias para atender aos requisitos de carga e deslocamento estabelecidos.

É fundamental que essas etapas sejam realizadas por um engenheiro geotécnico experiente, que possua conhecimento das características do solo e das estacas, bem como dos métodos de determinação da capacidade de carga e dos critérios de projeto aplicáveis.

## **2.6. Orçamento preliminar**

A formação de um orçamento é composta pela visita técnica, análise técnica dos projetos, levantamentos de quantitativos, identificação dos serviços, elaboração das composições dos preços unitários, e por produção, cotação dos insumos, estudo dos encargos sociais, confecção do benefício das despesas indiretas (BDI), planejamento básico, e por fim, a determinação do preço de venda.

Contudo, é válido destacar que em cada etapa do desenvolvimento do orçamento, pode haver variações tanto em seus aspectos técnicos como comerciais, que necessitam ser avaliados, estudados e elaborados de acordo com cada obra. (VALENTINI, 2009).

Na etapa de análise técnica são considerado os projetos, que são a base para criação da planilha de orçamento, onde é possível identificar e analisar todos os serviços a serem executados com seus respectivos quantitativos. Também é desenvolvida uma metodologia construtiva, os critérios de medição dos serviços e condições gerais de fornecimento, que serão disponibilizadas em um caderno de encargos. E a visita técnica, que é uma maneira de coletar dados que irão influenciar diretamente no orçamento, como podemos citar a infra-estrutura da cidade, condições de acesso ao local da obra, distância das ligações hidráulicas e elétricas, cotação de preços dos principais insumos, preços médio do transporte urbano, valor do ISS da localidade e lista dos principais fornecedores, em algumas empresas são criados formulários e checklist para a realização desse processo. (VALENTINI, 2009).

Após a coleta e organização de todas as informações necessárias, inicia a definição dos custos direto e indireto da obra e as composições dos serviços com seus respectivos preços unitários.

Valentini define custo direto sendo o somatório de todos os custos provenientes dos insumos necessários à realização das atividades para execução do

empreendimento podendo ser levantamento diretamente em projeto, discriminados e quantificados em planilha orçamentária, subdivide-se em: mão de obra, materiais e equipamentos.

Observe no quadro 3 o exemplo da estrutura de uma composição e sua interpretação.

Quadro 3 - Exemplo de planilha orçamentária.

<b>Código</b>	<b>Descrição</b>				<b>Unidade</b>	
00001	Armação CA-20				kg	
<b>Código</b>	<b>Classificação</b>	<b>Insumos</b>	<b>Unid.</b>	<b>Índice</b>	<b>Custo unit. (R\$)</b>	<b>Custo total (R\$)</b>
0001	MO	Armador		0,10		
0002	MO	Servente		0,10		
0003	MA	Aço CA-50 D< 12,5mm	kg	0,10		
0004	MA	Arame galv. N°18	kg	0,04		
PREÇO DE CUSTO (R\$)						
BDI(%)						
PREÇO DE VENDA (R\$)						

Fonte: Autores, 2023.

- O índice de 0,10 h de armador por kg do aço montado, em 1 h teremos  $1/(0,10 \text{ h/kg}) = 10,0 \text{ kg/h}$  que representa a produtividade do armador.
- Em uma semana de 44 horas, uma equipe de 6 armadores consegue montar:  $44 \text{ h} \times 6 \text{ armadores} / 0,10 \text{ h/kg} = 2.640 \text{ kg}$  de armação.
- O índice de 0,10 h vezes 60 min significa 6 min por Kg.
- O índice de 1,10 kg de aço significa 10% de desperdício.
- A classificação é dividida em mão de obra (MO), material (MA), equipamento (EQ) e serviços (SER).

### 2.6.1. Divisão dos orçamentos

Segundo Valentini, é possível calcular o orçamento de três maneiras diferentes: tabelado, sintético e analítico. A escolha do tipo de orçamento a ser utilizado é muito importante para a confiabilidade dos preços.

Entretanto, o orçamento dependerá da particularidade de cada projeto, desde os mais simples aos mais elaborados e detalhados, estando diretamente ligada ao nível de informações, finalidade e grau de assertividade necessitado.

De forma resumida, pode-se classificar de acordo com o quadro 4:

Quadro 4 - Classificação dos orçamentos.

<b>Características básicas</b>	<b>Tipos</b>		
	<b>Tabelado</b>	<b>Sintético</b>	<b>Analítico</b>
Informações	Área construída (m <sup>2</sup> )	Projeto básico	Projetos executivos
Metodologia	Custo unitário básico	Índices de construção	Apuração completa
Finalidade	Ordem de grandeza	Estimativa	Preço real

Fonte: Autores, 2023.

Orçamento tabelado utiliza como base de cálculo a multiplicação da área em metro quadrado pelo Custo Unitário Básico (CUB) da construção civil, cujo cálculo é baseado na NBR 12.721:2006.

O Orçamento sintético utiliza o método dos índices de construção para o cálculo, sendo necessário o projeto básico para determinação de todas as atividades macros mensuráveis e para o cálculo das atividades de fundação e estrutura a metodologia aplicada são índices e taxas pré-estabelecidas calculadas em relação à área construída.

Por fim, o orçamento analítico é o detalhamento de todas as etapas e a aplicação de toda a metodologia considerando todos os recursos e variáveis. (VALENTINI, 2009).

## **2.7. Tabela SINAPI**

O Sistema Nacional de Pesquisa de Índices e Custos da Construção Civil (SINAPI) é um banco de dados gerenciado pela CAIXA e é constituído por referências caracterizadas em documentação técnica, com divulgação pública, possibilitando que o usuário realize o uso consciente e adequado de suas informações. O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) também gerencia, sendo responsável pela pesquisa mensal de preço, metodologia e formação de índices (CAIXA, 2023).

Obedecendo ao Decreto 7983/2013, que estabelece regras e critérios para elaboração do orçamento de referência de obras e serviços de Engenharia, a CAIXA

junto ao IBGE disponibiliza relatórios de insumos e composições que estão disponíveis por unidade da federação a partir do sumário de publicações, disponibilizados no site. Estes, abrangem insumos (materiais, mão de obra e equipamentos) e composições, representativas de diversos serviços mais usuais nas obras. E os preços para insumos consideram custos com os encargos sociais desonerado e não desonerado, com percentual adotado exibido informado em cada relatório (CAIXA,2023).

Segundo Pereira (2018), para utilizar a tabela é preciso levantar todos os preços de insumos e mão de obra que serão utilizados, e também acessar o site SINAPI/CAIXA, procurar a tabela de preços e insumos mais adequada para o local, por fim, é preciso baixar e realizar a busca pelos insumos por meio dos códigos de cada item.

Além disso, Pereira (2018) ressalta que é preciso fazer o levantamento de todos os serviços da construção que serão necessários, e buscar composições unitárias pertinentes, de acordo com as unidades de medidas a serem utilizadas. Por último, multiplica-se os coeficientes de consumo pelos preços dos insumos ou sub composições, somando todas as parcelas multiplicando-as pela quantidade de serviços, além de somá-las e aplicar os benefícios e despesas indiretas (BDI) para obter o custo do orçamento.

### 3. ESTUDO DE CASO

O presente estudo da pesquisa está relacionado ao dimensionamento das fundações de um prédio multifamiliar, que está em construção na cidade de Volta Redonda.

O terreno possui topografia acidentada, cujas características geotécnicas são apresentadas no relatório de sondagem SPT no anexo A. Contemplando uma área de 3.880,00m<sup>2</sup> de terreno e 12.181,13m<sup>2</sup> de construção. O empreendimento é dividido em 01 (um) pavimento térreo constituído de estrutura convencional de concreto armado (vigas, pilares e lajes), 15 (quinze) pavimentos tipos construídos no sistema de alvenaria estrutural e 01 (um) pavimento cobertura. A imagem x abaixo representa a planta do pavimento tipo.

Figura 13 - Planta humanizada dos apartamentos do pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelo autor, adaptado de acervo empresa X (Acervo empresa X, 2023).

Para efeito de dimensionamento foram considerados os seguintes critérios de projeto expressos no quadro 5.

Quadro 5 - Classe de agressividade ambiental.

<b>Pavimento</b>	<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
Todos	II	Moderada	Pequeno

Fonte: Autores, 2023.

Os carregamentos das lajes foram previstos o tipo de ocupação da edificação e as cargas de parede devido ao peso da alvenaria estrutural sobre as lajes, considerando espessuras de 14cm e pesos específicos conforme NBR 6120:2019.

A análise da estrutura foi realizada a partir da criação de um modelo de pórtico, sendo a estrutura formada por pilares e vigas admitidos como elementos

lineares representados por seus eixos longitudinais. A modelagem das lajes de concreto do pavimento foi realizada pelo processo da analogia de grelha, onde as lajes são discretizadas em faixas substituídas por elementos estruturais de barras, obtendo-se assim uma grelha de barras planas interconectadas.

A análise global da estrutura é um importante instrumento de avaliação da estrutura, permitindo também avaliar a importância dos esforços de segunda ordem globais. Os parâmetros para avaliação de estabilidade global (Gama-Z e P-Delta), quando aplicáveis, poderão ser verificados nos resultados da análise.

Nos cálculos de dimensionamento das fundações realizados neste estudo foi utilizado as cargas máximas dos pilares que constam na tabela 1 abaixo. Dados esses que constam na planta de cargas (apêndice A)

Tabela 1 - Dimensões e cargas dos pilares.

<b>Pilar</b>	<b>Seção (cm)</b>	<b>Carga Máx. (tf)</b>
P1	30x50	59,00
P2	30x50	143,44
P3	30x50	109,30
P4	30x50	147,70
P5	30x50	154,80
P6	30x50	135,60
P7	50x68	67,30
P8	40x50	204,40
P9	40x70	426,60
P10	40X70	410,80
P11	40x70	402,70
P12	40x70	430,10
P13	30x50	289,50
P14	30x148	139,60

P15	25x60	31,20
P16	40x50	203,90
P17	40x70	422,30
P18	40x70	425,70
P19	40x70	435,10
P20	40x70	452,80
P21	25x60	231,90
P22	25x60	98,20
P23	18x90	68,30
P24	30x50	52,60
P25	30x50	120,60
P26	30x50	114,40
P27	30x50	173,40
P28	30x50	156,70
P29	25x60	177,20
P30	30x50	95,80

Fonte: Acervo empresa X, 2023.

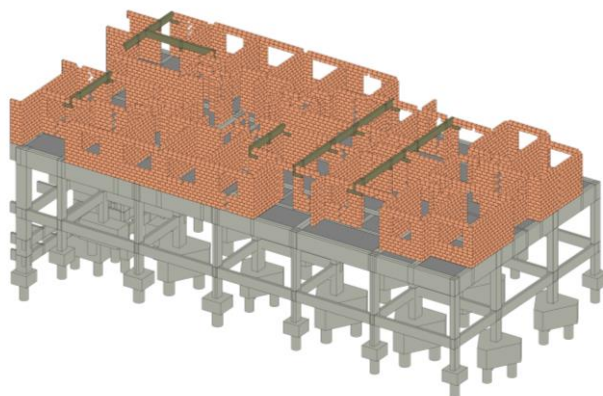
Nos itens abordados a seguir será apresentado as análises e discussões dos resultados, e conclusões do presente trabalho, com base nas análises de: sondagem, quadro de cargas, dimensionamento das dimensões da sapata, projeto da estaca hélice contínua com orçamento e projeto da estaca pré-moldada com orçamento, e ao final uma comparação de custos entres os sistemas de fundações profundas.

### **3.1. Projeto da estaca hélice contínua com orçamento**

O projeto de fundação profunda do tipo estaca hélice contínua foi elaborada pelo engenheiro calculista da empresa X, sendo composto por 110 estacas de dois diâmetros diferentes, 50cm e 60cm, e o comprimento mínimo exigido de 10 metros. Porém, para o objeto do presente trabalho, utilizou-se apenas a metade da estrutura,

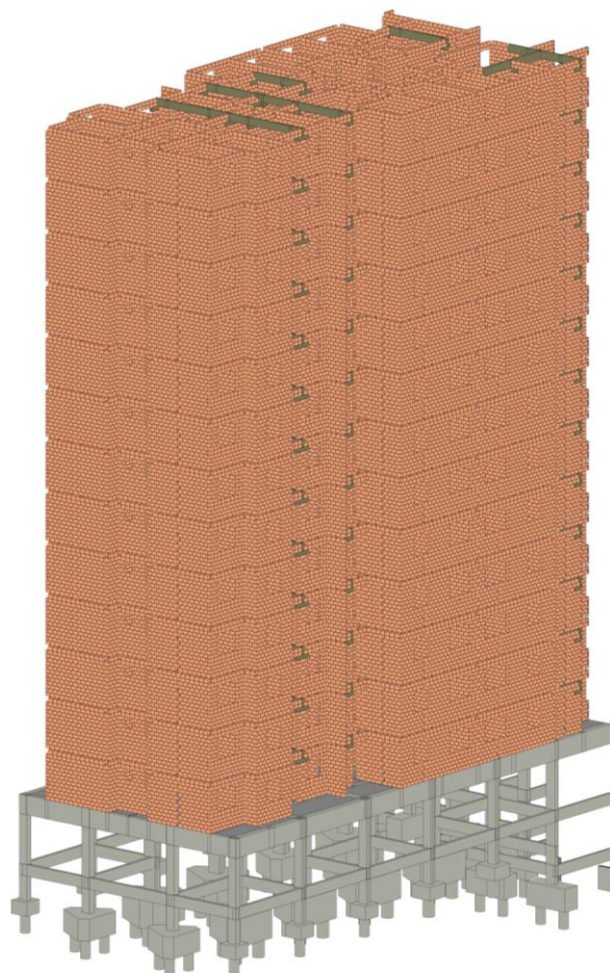
e as adaptações de alguns dados para a análise comparativa, logo o projeto contém 31 unidades de estaca com 50cm e 24 unidades de 60cm, o projeto completo está no apêndice X.

Figura 14 - Modelo estrutural em 3D do projeto de fundações de estaca hélice contínua e alvenaria pavimento tipo.



Fonte: Acervo da empresa X, 2023.

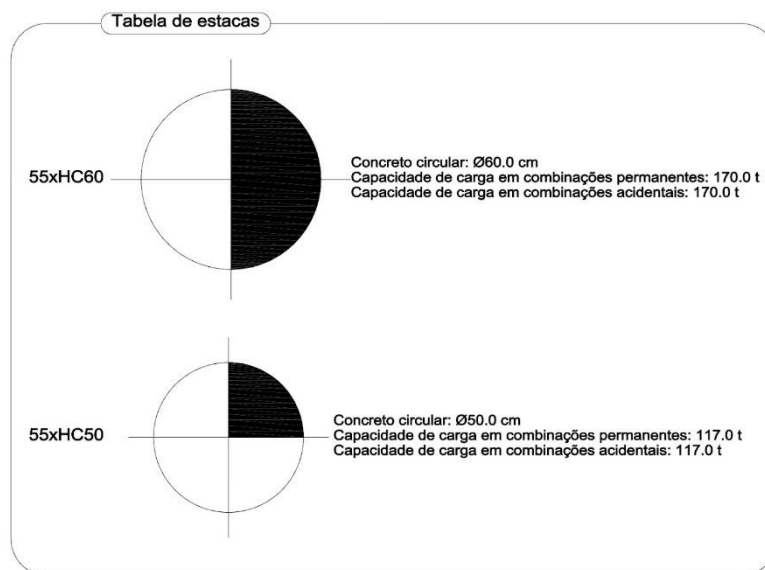
Figura 15 - Compatibilização do projeto de fundação com a alvenaria estrutural completa do empreendimento.



Fonte: Acervo da empresa X, 2023.

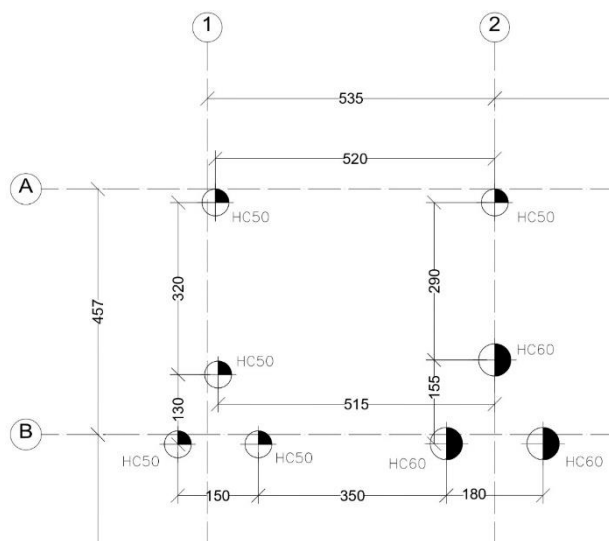
A escolha da profundidade seguiu o método de Décourt & Quaresma (1978), conforme o item 2.5.2., considerando as quantidades de estacas por bloco e as cargas dos pilares. Observe nas figuras 16 e 17 abaixo, a representação do projeto de fundação, que está disponível em completo no apêndice G.

Figura 16 - Legenda das estacas.



Fonte: Acervo da empresa X, 2023.

Figura 17 - Projeto de fundações estacas pré-moldadas.



Fonte: Acervo da empresa X, 2023.

Como já existe um projeto, é necessário apenas fazer o levantamento de material, conforme as listas contidas nas pranchas dos projetos e começar a elaborar o orçamento e separar os serviços que serão realizados. Na tabela 2 consta as informações dos blocos de coroamento, como as dimensões, áreas, perímetro e volume. Já na tabela 3 é possível verificar o levantamento de materiais para a execução dos blocos, os dados estão resumidos na tabela 4. Os demais dados estão

disponibilizados em lista de material no próprio projeto, que se encontra no apêndice G.

Tabela 2 - Tabela de área e volume de bloco de coroamento.

BLOCO	DIMENSÕES	ALTURA (m)	PERÍMETRO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	VOLUME (m <sup>3</sup> )	ÁREA DE FORMA (m <sup>2</sup> )
P1	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P2	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P3	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P4	120X120	0,70	1,44	4,80	3,36	1,008
P5	120X120	0,70	1,44	4,80	3,36	1,008
P6	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P7	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P17	235X230	1,15	8,00	4,10	4,71	9,200
P18	320X275	1,50	9,60	5,90	8,85	14,400
P19	320X275	1,50	9,60	5,90	8,85	14,400
P20	265X230	1,50	8,00	4,10	6,15	12,000
P21	320X275	1,50	9,60	5,90	8,85	14,400
P22	250X100	1,20	7,00	2,50	3,00	8,400
P30	250X100	1,20	7,00	2,50	3,00	8,400
P32	265X230	1,15	8,00	4,10	4,71	9,200
P33	320X275	1,50	9,60	5,90	8,85	14,400
P34	320X275	1,50	9,60	5,90	8,85	14,400
P35	320X275	1,50	9,60	5,90	8,85	14,400
P36	320X275	1,50	9,60	5,90	8,85	14,400
P37	250X100	1,20	7,00	2,50	3,00	8,400
P44	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P45	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P46	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
P47	120X120	0,70	1,44	4,80	3,36	1,008
P48	120X120	0,70	1,44	4,80	3,36	1,008
P49	250X100	1,20	7,00	2,50	3,00	8,400
P50	250X100	1,20	7,00	2,50	3,00	8,400
Pe1	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800

Pe3	100X100	0,70	4,00	1,00	0,70	2,800
Pe4	250X100	1,20	7,00	2,50	3,00	8,400
TOTAL			178,96	97,80	109,82	201,632

Fonte: Autores, 2023.

Tabela 3 - Levantamento da armação do bloco de coroamento.

BLO CO	AÇO CA-50 (Ø6.3)	AÇO CA-50 (Ø8.0)	AÇO CA-50 (Ø10.0)	AÇO CA-50 (Ø12.5)	AÇO CA-50 (Ø16.0)	AÇO CA-50 (Ø20.0)	AÇO CA-50 (Ø25.0)
P1	3,90	-	23,80	-	-	-	-
P2	3,90	-	23,80	-	-	-	-
P3	3,90	-	23,80	-	-	-	-
P4	4,10	-	12,90	19,90	-	-	-
P5	4,10	-	19,50	13,30	-	-	-
P6	3,90	-	23,80	-	-	-	-
P7	5,10	-	30,40	-	-	-	-
P8	4,10	-	139,40	107,30	85,20	18,00	-
P9	7,10	-	100,50	-	346,00	183,30	-
P10	7,10	-	100,50	18,60	307,40	162,00	-
P11	8,60	-	69,10	-	295,80	117,60	-
P12	7,10	-	100,50	7,40	333,10	183,30	-
P13	3,90	-	8,30	99,60	277,90	18,50	-
P14	10,20	-	23,20	109,10	282,00	-	-
P15	4,10	-	23,80	-	-	-	-
P16	4,10	-	139,40	113,50	95,90	-	-
P17	7,10	-	100,50	-	346,00	183,30	-
P18	7,10	-	100,50	-	326,70	162,00	-
P19	-	10,70	100,50	-	300,90	162,00	35,60
P20	-	10,70	100,50	-	326,70	162,00	35,60
P21	4,20	-	30,90	96,40	270,90	-	-
P22	4,10	-	23,80	-	-	-	-
P23	5,40	-	23,20	137,70	270,90	-	-
P24	3,90	-	23,80	-	-	-	-
P25	3,90	-	23,80	-	-	-	-
P26	3,90	-	23,80	-	-	-	-
P27	4,10	-	12,90	19,90	-	-	-
P28	4,10	-	19,50	13,30	-	-	-
P29	4,20	-	23,20	105,90	270,90	-	-
P30	3,90	-	30,90	96,40	270,90	-	-
TOTAL	141,10	21,40	1500,50	958,30	4407,20	1352,00	71,20

Fonte: Autores, 2023.

Tabela 4 - Resumo das estacas.

<b>ESTACA</b>	<b>QUANTIDADE (un)</b>	<b>PROFUNDIDADE (m)</b>	<b>TOTAL (m)</b>
50cm	31	10,00	310,00
60cm	24	10,00	240,00

Fonte: Autores, 2023.

### 3.2. Cálculo da tensão admissível do solo

Dentre os diversos tipos de fundações existentes, foi escolhida a fundação direta tipo sapata isolada para realizar o estudo da viabilidade estrutural e econômica para o empreendimento. Com base nisso, foi feita a análise do ensaio SPT, anexo A, realizado no terreno.

No ensaio foram realizados oito furos, onde os golpes foram realizados com um tubo utilizado como revestimento de 2.1/2" de diâmetro cujo peso é 65kg solto de uma altura de 76cm para acionar o mostrador. A profundidade da penetração foi de 30cm com um total de 81,60m perfurados.

Foi definido então que a profundidade da sapata seria de 2m de profundidade. Dessa forma, a tabela 5 mostra os tipos de solo classificados a partir do índice de resistência à penetração N na profundidade estabelecida.

Tabela 5 - Tipos de solo classificados.

<b>Sondagem</b>	<b>Índice de resistência à penetração N</b>	<b>Solo</b>	<b>Designação</b>
SP-01	23	Argilas e siltes argilosos	Dura
SP-02	30	Argilas e siltes argilosos	Dura
SP-03	17	Argilas e siltes argilosos	Rija
SP-04	26	Argilas e siltes argilosos	Dura
SP-05	20	Argilas e siltes argilosos	Dura
SP-06	11	Argilas e siltes argilosos	Rija
SP-07	22	Argilas e siltes argilosos	Dura
SP-08	23	Argilas e siltes argilosos	Dura

Fonte: Autores, 2023.

Para o cálculo da tensão admissível utilizou-se as fórmulas empíricas do professor Areias Netto e a segunda contagem de números de golpes, que equivale a 30cm de penetração (item 2.3.1.4), levando em consideração o tipo de solo

determinado em cada furo, conforme mostra o relatório de sondagem (anexo A), predominando o solo argiloso.

Na tabela 6, se encontram as tensões admissíveis calculadas.

Tabela 6 - Tensões admissíveis calculadas.

Sondagem	Nº de golpes	Tensão admissível (MPa)	Tensão admissível (kN/m <sup>2</sup> )
SP-01	13	0,2600	260
SP-02	17	0,3400	340
SP-03	10	0,2000	200
SP-04	15	0,3000	300
SP-05	13	0,2600	260
SP-06	8	0,1600	160
SP-07	13	0,2600	260
SP-08	14	0,2800	280

Fonte: Autores, 2023.

A partir desses resultados, é considerado o pior cenário para os cálculos de dimensionamento das sapatas. Sendo assim, a menor tensão admissível calculada ocorre no furo SP-06, ou seja, para uma carga de 160kN temos uma sapata de 1m<sup>2</sup>.

### 3.3. Dimensionamento da fundação sapata isolada

Para dimensionar as sapatas, foi considerado as informações do solo visto anteriormente, concreto de 25Mpa e aço CA50, cujo  $f_{yk}$  é 50kN/cm<sup>2</sup>. Também, se fez necessário a consideração da carga do pilar (tabela 1). Na tabela 7 consta os resultados obtidos ao realizar o dimensionamento, através fórmula disponibilizada no item 2.4.1.2.1.

Tabela 7 - Dimensionamento das sapatas.

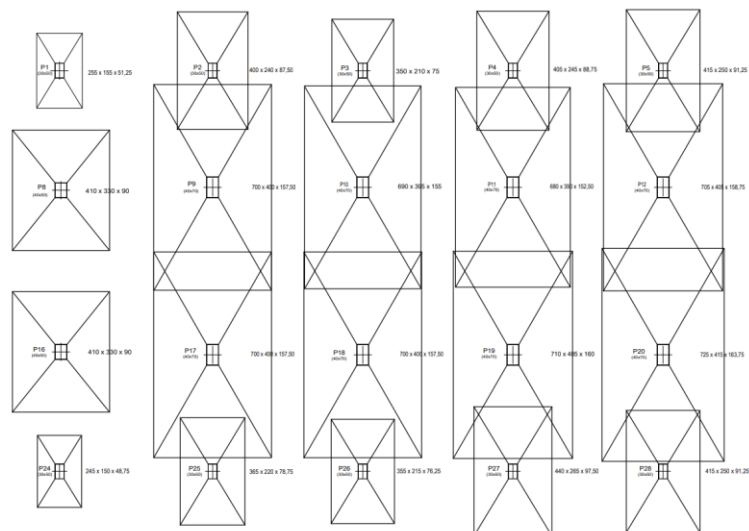
PILAR	a (cm)	b (cm)	A (cm)	B (cm)	h (cm)	ho (cm)
P1	50,00	30,00	255,00	155,00	51,25	17,08
P2	50,00	30,00	400,00	240,00	87,50	29,17
P3	50,00	30,00	350,00	210,00	75,00	25,00
P4	50,00	30,00	405,00	245,00	88,75	29,58

P5	50,00	30,00	415,00	250,00	91,25	30,42
P8	50,00	40,00	410,00	330,00	90,00	30,00
P9	70,00	40,00	700,00	400,00	157,50	52,50
P10	70,00	40,00	690,00	395,00	155,00	51,67
P11	70,00	40,00	680,00	390,00	152,50	50,83
P12	70,00	40,00	705,00	405,00	158,75	52,92
P16	50,00	40,00	410,00	330,00	90,00	30,00
P17	70,00	40,00	700,00	400,00	157,50	52,50
P18	70,00	40,00	700,00	400,00	157,50	52,50
P19	70,00	40,00	710,00	405,00	160,00	53,33
P20	70,00	40,00	725,00	415,00	163,75	54,58
P24	50,00	30,00	245,00	150,00	48,75	16,25
P25	50,00	30,00	365,00	220,00	78,75	26,25
P26	50,00	30,00	355,00	215,00	76,25	25,42
P27	50,00	30,00	440,00	265,00	97,50	32,50
P28	50,00	30,00	415,00	250,00	91,25	30,42

Fonte: Autores, 2023.

Após o dimensionamento das dimensões de cada sapata, referente aos 20 pilares acima, foi elaborado o croqui de locação do projeto de sapatas, conforme é mostrado na figura 18. Contudo, observou-se que, nesse caso, as sapatas isoladas possuem grandes dimensões e a distância entre os pilares não é suficiente para comportar as sapatas de maneira que não haja sobreposição entre elas.

Figura 18 - Croqui de locação do projeto das sapatas.



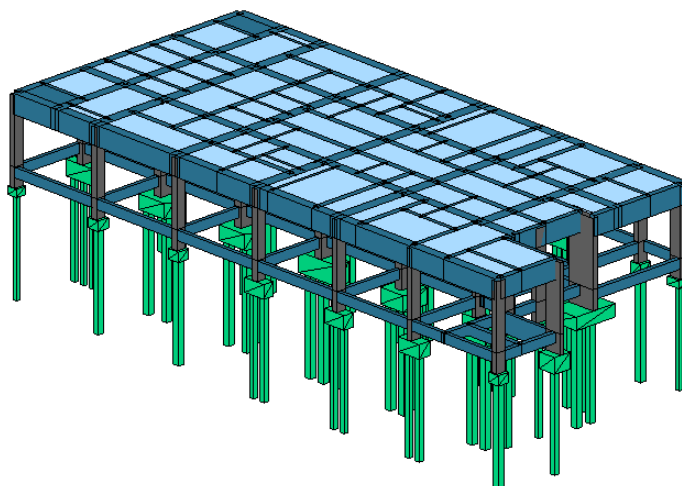
Fonte: Autores, 2023.

### 3.4. Dimensionamento da fundação estaca pré moldada

O projeto de fundação profunda do tipo estaca pré-moldada de concreto, foi adotada com o objetivo de propor uma segunda alternativa para a comparação de custos entres fundações do presente trabalho.

Para o dimensionamento desse projeto, foram realizados análises, cálculos e orçamentos, com o auxílio do Software AltoQi Eberick, seguindo as instruções da NBR 6118:2023 e 9062:2017. O intuito é analisar a viabilidade econômica, e saber se será vantajoso ou não, se a opção adotada pelo projetista fosse a estaca pré-moldada. Para elaboração do orçamento, as referências adotadas foram os valores de mercado, e as tabelas contendo os serviços e composições que estão de acordo com a SINAPI, disponibilizada no site da CAIXA em conjunto com o IBGE.

Figura 19 - Modelo estrutural em 3D, do projeto de fundações de estaca pré-moldada.



Fonte: Autores, 2023.

As resistências das estacas são de responsabilidade do fabricante, e neste trabalho foi previsto a utilização de estacas pré moldadas em concreto protendido do fabricante CASSOL Pré-Fabricados, presentes nos Estados Santa Catarina, Paraná, Rio Grande do Sul, São Paulo, Rio de Janeiro e Ceará. A tabela 8 está especificado as capacidades para as seções disponibilizadas pelo fabricante para o ano de 2023.

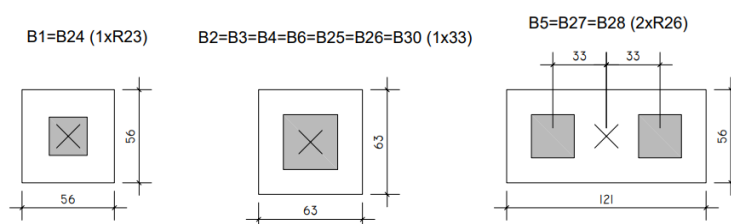
Tabela 8 - Especificações técnicas sobre estacas protendidas.

SEÇÃO (cm)	CAPACIDADE ESTRUTURAL (tf)	PESO (kg/m)	ÁREA DA SEÇÃO DE CONCRETO (cm <sup>2</sup> )	PERÍMETRO (cm)	AFASTAMENTO MÍNIMO DO EIXO À DMSA (cm)	AFASTAMENTO MÍNIMO ENTRE EIXOS (cm)	COMPRIMENTO (m)
16 X 16	28	64	256	64	30	40	6 8 10 -
18 X 18	40	81	324	72	30	45	6 8 10 12
20 X 20	50	100	400	80	30	50	6 8 10 12
23 X 23	70	132	529	92	35	60	6 8 10 12
26 X 26	90	169	676	104	40	65	6 8 10 12
30 X 30	120	225	900	120	45	75	6 8 10 12
33 X 33	150	273	1089	132	45	85	6 8 10 12

Fonte: CASSOL Pré-Fabricados, 2023

Considerando os resultados das cargas de projeto nos pilares e as cargas admissíveis, escolheu-se as estacas pré-moldadas quadradas de dimensões 23x23 cm, 26x26cm e 30x30cm, com 10 metros cada. A escolha da profundidade seguiu o método de Décourt & Quaresma (1978), conforme o item 2.5.2., considerando as quantidades de estacas por bloco e as cargas dos pilares. Observe nas figuras abaixo, a representação do projeto de fundação e detalhamento/legendas, que estão disponíveis em completo no apêndice D.

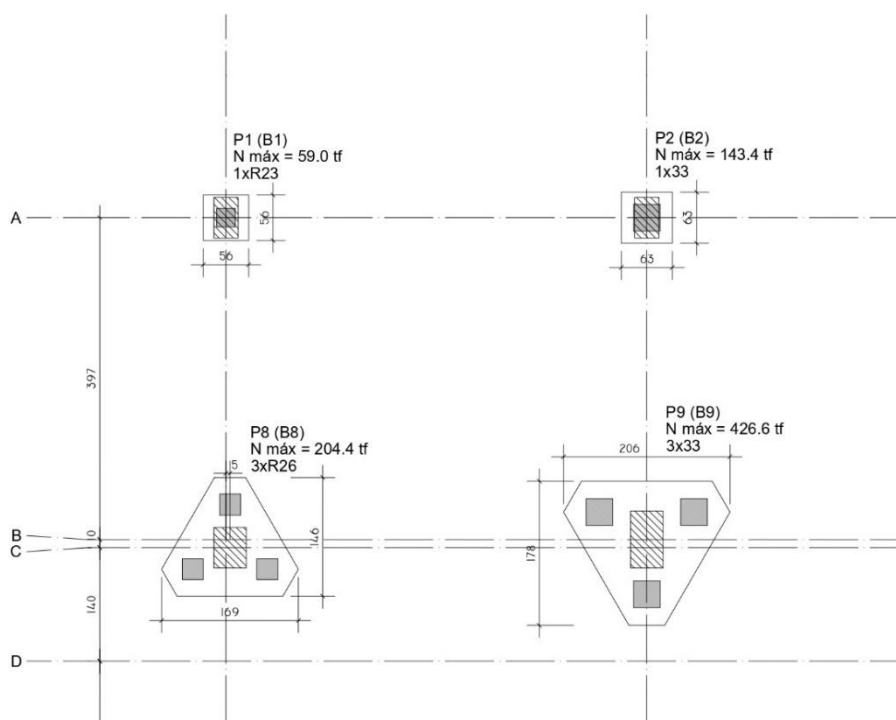
Figura 20 - Detalhamento dos blocos e representação das estacas.



Fonte: Autores, 2023.

Na figura acima, refere-se a uma parte do projeto que contempla os detalhamentos de cada bloco, quantidade de estaca e suas dimensões. R23, são estacas de 23x23cm, R26 – 26x26cm e R33 – 33x33cm.

Figura 21 - Projeto de fundações estacas pré-moldadas.



Fonte: Autores, 2023.

Com a elaboração do projeto estrutural finalizado, o próximo passo é o levantamento de material e separação dos serviços para a construção da planilha orçamentária. Na tabela 9 está o quantitativo de material que será utilizado no serviço de escavação, fôrma, concretagem e lastro de concreto. Os demais estão disponibilizados em lista no próprio projeto, que se encontra no apêndice D.

Tabela 9 - Levantamento de materiais.

BLOCO	DIMENSÕES	ALTURA (m)	PERÍMETRO (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	VOLUME (m <sup>3</sup> )	ÁREA DE FORMA (m <sup>2</sup> )
B1	56X56	0,40	2,24	0,32	0,1280	0,896
B2	63X63	0,70	2,52	0,40	0,2800	1,764
B3	63X63	0,50	2,52	0,40	0,2000	1,260
B4	63X63	0,70	2,52	0,40	0,2800	1,764
B5	121X56	0,70	3,54	0,68	0,4760	2,478
B6	63X63	0,70	2,52	0,40	0,2800	1,764

B7	74X74	0,40	2,96	0,55	0,2200	1,184
B8	169x146	0,80	5,00	1,70	1,3600	4,000
B9	206x178	1,15	6,20	2,45	2,8175	7,130
B10	146x146	0,70	5,84	2,14	1,4980	4,088
B11	206x178	0,75	6,20	2,45	1,8375	4,650
B12	242x76	1,50	6,36	1,90	2,8500	9,540
B13	146x63	0,90	4,18	0,90	0,8100	3,762
B14	237x154	0,65	7,82	3,65	2,3725	5,083
B15	66x66	0,50	2,64	0,44	0,2200	1,320
B16	172x56	0,80	4,56	0,96	0,7680	3,648
B17	206x178	0,75	6,20	2,45	1,8375	4,650
B18	206x178	0,75	6,20	2,45	1,8375	4,650
B19	242x76	1,00	6,36	1,90	1,9000	6,360
B20	146x146	0,80	5,84	2,14	1,7120	4,672
B21	149x66	1,20	4,30	0,98	1,1760	5,160
B22	66x66	0,50	2,64	0,44	0,2200	1,320
B23	96x96	0,80	3,84	0,92	0,7360	3,072
B24	56X56	0,40	2,24	0,32	0,1280	0,896
B25	63X63	0,50	2,52	0,40	0,2000	1,260
B26	63X63	0,50	2,52	0,40	0,2000	1,260
B27	121X56	0,70	3,54	0,68	0,4760	2,478
B28	121X56	0,70	3,54	0,68	0,4760	2,478
B29	131x66	0,70	3,94	0,87	0,6090	2,758
B30	63X63	0,50	2,52	0,40	0,2000	1,260
TOTAL			123,82	34,77	28,1055	96,605

Fonte: Autores, 2023.

### 3.5. Orçamentos

Com base nas informações obtidas através do projeto, foi desenvolvido um orçamento completo para cada tipo de fundação, hélice contínua e pré-moldada, que inclui todos os serviços para a execução delas. O orçamento foi feito de acordo com o auxílio da tabela SINAPI. As tabelas 10 e 11 se tratam de um resumo das planilhas orçamentárias desenvolvidas, as versões completas encontram-se nos apêndice E e F.

Tabela 10 - Orçamento da fundação estaca hélice contínua.

ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID	COEFICIENTE	PREÇO UNITÁRIO	TOTAL
1.1.1	-	Mobilização e desmobilização de equipamento para estaca cravada dmt até 50 km	Própria	vb	1,0000	R\$ 15.000,00	R\$ 15.000,00
1.1.2	-	Estaca hélice contínua, diâmetro de 60 cm, incluso concreto fck=30mpa e armadura mínima (exclusive bombeamento, mobilização e desmobilização). Af_12/2019_pa (m)	Própria	m	240,0000	R\$ 426,81	R\$ 102.433,36
1.1.3	100653	Estaca hélice contínua, diâmetro de 50 cm, incluso concreto fck=30mpa e armadura mínima (exclusive bombeamento, mobilização e desmobilização). Af_12/2019_pa (m)	SINAPI	m	310,0000	R\$ 311,31	R\$ 96.505,11
1.1.6	95603	Arrasamento mecanico de estaca de concreto armado, diâmetros de 41 cm a 60 cm. Af_05/2021	SINAPI	unid	55,0000	R\$ 33,30	R\$ 1.831,30
1.2.1	96521	Escavação mecanizada para bloco de coroamento ou sapata com retroescavadeira (incluindo escavação para	SINAPI	m³	109,8200	R\$ 47,04	R\$ 5.166,26

		colocação de fôrmas). Af_06/2017					
1.2.2	96537	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para bloco de coroamento, em chapa de madeira compensada resinada, e=17 mm, 2 utilizações. Af_06/2017	SINAPI	m <sup>2</sup>	201,6320	R\$ 229,86	R\$ 46.346,17
1.2.3	96619	Lastro de concreto magro, aplicado em blocos de coroamento ou sapatas, espessura de 5 cm. Af_08/2017	SINAPI	m <sup>2</sup>	97,8000	R\$ 32,66	R\$ 3.193,97
1.2.4	96557	Concretagem de blocos de coroamento e vigas baldrames, fck 30 mpa, com uso de bomba – lançamento, adensamento e acabamento. Af_06/2017	SINAPI	m <sup>3</sup>	109,8200	R\$ 685,99	R\$ 75.335,71
1.2.5	96550	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 25 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	71,2000	R\$ 12,58	R\$ 895,94
1.2.6	96549	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 20 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	1.352,0000	R\$ 12,99	R\$ 17.566,97

1.2.7	96548	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 16 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	4.407,2000	R\$ 11,87	R\$ 52.292,97
1.2.8	96547	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 12,5 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	958,3000	R\$ 12,67	R\$ 12.143,41
1.2.8	96546	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	1.500,5000	R\$ 15,04	R\$ 22.566,09
1.2.9	96545	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 8 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	21,4000	R\$ 17,00	R\$ 363,80
1.2.10	96544	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 6,3 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	141,1000	R\$ 18,49	R\$ 2.609,01
CUSTO TOTAL DO ORÇAMENTO							R\$ 454.250,07

Fonte: Autores, 2023.

Tabela 11 - Orçamento da fundação estaca pré-moldada.

ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID	COEFICIENTE	PREÇO UNITÁRIO	TOTAL
------	--------	-----------	-------	------	-------------	----------------	-------

1.1.1	-	Mobilização e desmobilização de equipamento para estaca cravada dmt até 50 km	Própria	Vb	1,0000	R\$ 7.000,00	R\$ 7.000,00
1.1.2	-	Estaca pré-moldada de concreto seção quadrada 33x33cm (exclusive emenda, mobilização e desmobilização). Af_12/2019	Própria	m	400,0000	R\$ 411,63	R\$ 164.650,65
1.1.3	-	Estaca pré-moldada de concreto seção quadrada 26x26cm (exclusive emenda, mobilização e desmobilização). Af_12/2019	Própria	m	120,0000	R\$ 197,94	R\$ 23.752,35
1.1.4	-	Estaca pré-moldada de concreto seção quadrada 23x23cm (exclusive emenda, mobilização e desmobilização). Af_12/2019	Própria	m	70,0000	R\$ 142,61	R\$ 9.982,63
1.1.5	95603	Arrasamento mecanico de estaca de concreto armado, diâmetros de até 40 cm. Af_05/2021	SINAPI	Unid.	59,0000	R\$ 20,81	R\$ 1.227,80
1.2.1	96521	Escavação mecanizada para bloco de coroamento ou sapata com retroescavadeira (incluindo escavação para colocação de fôrmas). Af_06/2017	SINAPI	m³	28,1000	R\$ 47,04	R\$ 1.321,91
1.2.2	96537	Fabricação, montagem e desmontagem de fôrma para bloco de coroamento, em chapa de madeira compensada resinada,	SINAPI	m²	96,6000	R\$ 229,86	R\$ 22.204,01

		e=17 mm, 2 utilizações. Af_06/2017					
1.2.3	96619	Lastro de concreto magro, aplicado em blocos de coroamento ou sapatas, espessura de 5 cm. Af_08/2017	SINAPI	m <sup>2</sup>	35,0000	R\$ 32,66	R\$ 1.143,04
1.2.4	96557	Concretagem de blocos de coroamento e vigas baldrame, fck 30 mpa, com uso de bomba – lançamento, adensamento e acabamento. Af_06/2017	SINAPI	m <sup>3</sup>	28,1000	R\$ 685,99	R\$ 19.276,39
1.2.5	96549	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 20 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	197,8000	R\$ 12,99	R\$ 2.570,08
1.2.6	96548	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 16 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	3.437,3000	R\$ 11,87	R\$ 40.784,77
1.2.7	96547	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 12,5 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	712,3000	R\$ 12,67	R\$ 9.026,14
1.2.8	96546	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm - montagem. Af_06/2017	SINAPI	kg	347,4000	R\$ 15,04	R\$ 5.224,57
1.2.9	96545	Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 8	SINAPI	kg	508,6000	R\$ 17,00	R\$ 8.646,24

		mm - montagem. Af_06/2017					
1.2.10	-	Armação de pilar ou viga de estrutura convencional de concreto armado utilizando aço ca-60 de 6,0 mm - montagem. Af_06/2022	PRÓPRIA	kg	267,0000	R\$ 14,13	R\$ 3.772,71
CUSTO TOTAL DO ORÇAMENTO							R\$ 320.583,29

Fonte: Autores, 2023.

#### 4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Após o desenvolvimento do estudo de caso e a obtenção dos resultados para cada sistema de fundação, direta (sapata) e profunda (estaca hélice contínua e pré-moldada), é possível obter uma comparação da viabilidade estrutural e financeira entre o projeto proposto, executivo e modificado.

A primeira análise é elaborada com o projeto proposto, ou seja, substituindo a fundação profunda para a direta. Porém, conforme mostrado no item 3.2, as dimensões das sapatas são muito grandes, havendo uma sobreposição das sapatas devido aos pilares estarem próximos e não conseguir comportar as sapatas, sem que ocorra essa interferência. Neste caso, uma opção seria as sapatas associadas, porém, poderia novamente ocorrer esse problema, devido à alta carga dos pilares, exigindo dimensões e armaduras.

Por conta do resultado negativo quanto à utilização de sapatas, foi estudado outra opção: a substituição de estaca hélice contínua para pré-moldada, sendo este o projeto modificado.

Para realizar a viabilidade da fundação foi elaborado com o auxílio do software AltoQi Eberick, o dimensionamento e projeto, contemplando as estacas e blocos de coroamento, que são responsáveis por resistir a cargas máximas nos pilares. Em seguida, foi elaborado uma planilha orçamentária para os dois tipos de estacas estudadas no trabalho, disponível no item 3.4.

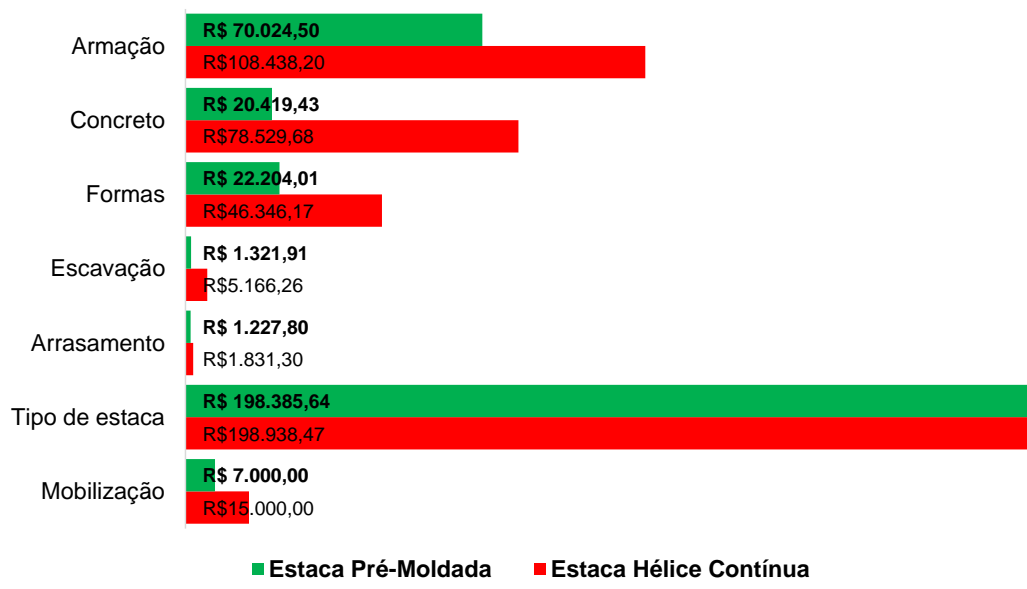
Comparando os valores brutos de cada fundação, têm-se que o custo da hélice contínua é de R\$454.250,07 e a pré-moldada custaria R\$320.583,29, possuindo uma diferença de R\$133.666,78. Valor que correspondente a uma redução de aproximadamente 29% do custo do projeto executivo.

Ao comparar somente o valor das estacas, considerando apenas os principais serviços, é possível observar que a diferença dos custos é de apenas R\$9.156,32, portanto, o item que mais impacta no orçamento são os materiais, pois, o valor da estaca pré-moldada já considera os custos de materiais como aço e concreto e a estaca hélice contínua, além da contratação de terceiros para a execução do serviço, também há custos com a armação e concretagem da estaca.

O gráfico 1 faz uma comparação entre os orçamentos separados por serviço. Com ele, é possível observar os motivos pelo qual a estaca pré-moldada seria mais

vantajosa financeiramente, verifica-se então que, a maior discrepância de valores está na armação, no concreto e nas formas.

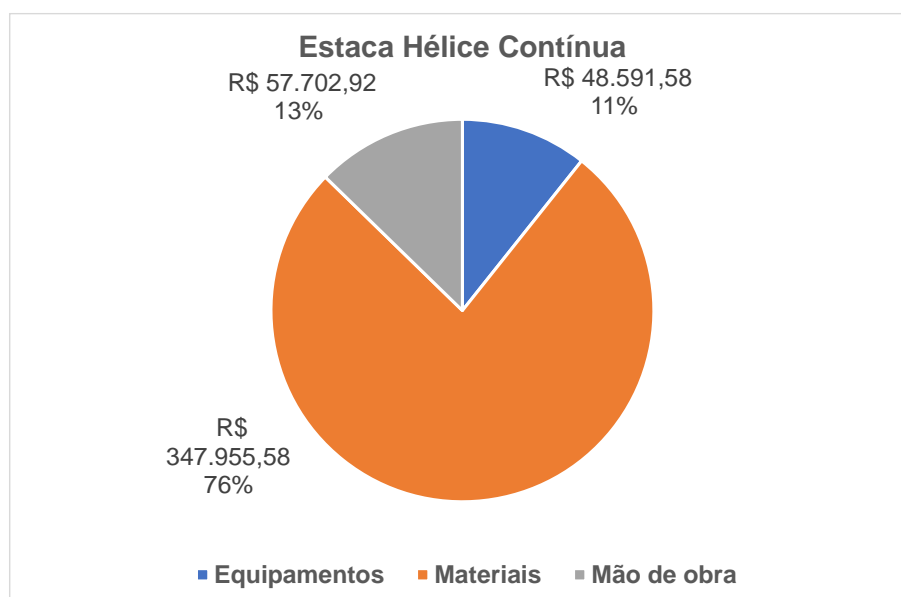
Gráfico 1 - Comparação de orçamentos por serviços.



Fonte: Autores, 2023.

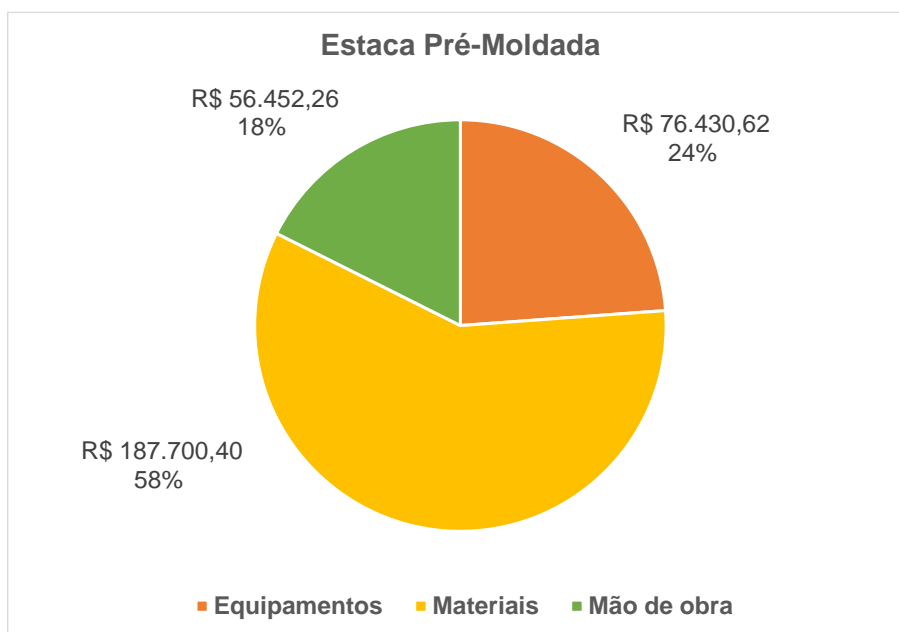
Os gráficos 2 e 3 são os custos separados por categorias (mão de obra, material e equipamento) que cada fundação profunda tem. O conhecimento desses parâmetros torna-se importante pois, para análise dos orçamentos, além da comparação de valores totais da fundação, os custos diretos e indiretos também são verificados.

Gráfico 2 - Custo por categoria estaca hélice contínua.



Fonte: Autores, 2023.

Gráfico 3 - Custo por categoria estaca pré-moldada.



Fonte: Autores, 2023.

## 5. CONCLUSÃO

Através das análises e cálculos realizados no decorrer do trabalho, pode-se concluir que, para o empreendimento multifamiliar em construção na cidade de Volta Redonda, a fundação direta sapata isolada não poderia ser utilizada pois, devido à grande carga exercida nos pilares, as dimensões das sapatas ficariam muito grandes ocorrendo sobreposições.

Além disso, foi verificado então que uma opção viável para o empreendimento seria a fundação profunda estaca pré-moldada. Através da análise da planta de cargas, foi desenvolvido o projeto de estacas.

Com base nas informações dos projetos da fundação hélice contínua e da pré-moldada, para realizar a análise econômica foi desenvolvido as planilhas orçamentárias para os dois tipos, utilizando a tabela SINAPI. Portanto, ao analisar os resultados, foi possível concluir que, além de ser uma opção viável estruturalmente, a fundação estaca pré-moldada é mais vantajosa no quesito financeiro.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2023 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484: Solo Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

ANDRIGHI, Luigi W. Fundações Diretas Projeto e Dimensionamento. PoloPrinter, 2018.

BASTOS, P. S. S. Estudo de sapatas de fundações. In: \_\_\_\_\_. Estrutura de concreto III. Bauru São Paulo: UNESP, 2016.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. Anales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, 1967.

CAIXA (Caixa Econômica Federal). SINAPI: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. Disponível em: <<https://www.caixa.gov.br/poder-publico/modernizacao-gestao/sinapi/Paginas/default.aspx>>. Acesso em: 14 de outubro de 2023.

CARNEIRO, Luiz; THOMAZ, Eduardo. Considerações sobre o Dimensionamento de Blocos sobre Estacas com o Uso do Método das Bielas e Tirantes.

CASSOL PRÉ FABRICADOS. Estacas Protendidas. Disponível em: <<https://www.cassol.ind.br/pre-fabricado/estacas-protendidas/>>. Acesso em: 15 de outubro de 2023.

DAIBERT, João D.; SANTOS, Palloma Ribeiro Cuba dos. Análise dos Solos - Formação, Classificação e Conservação do Meio Ambiente. [Digite o Local da Editora]: Editora Saraiva, 2014. E-book. ISBN 9788536521503. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788536521503/>. Acesso em: 16 set. 2023.

DARÓS, José. Tipos de Fundações rasas e suas características. Disponível em: < <https://utilizandobim.com/blog/fundacoes-rasas/> > . Acesso em: 19 out.2023.

DE MATOS FERNANDES, Manuel. Mecânica dos Solos. Vol. 1: Conceitos e Princípios Fundamentais-2a Edição. FEUP Edições.

DEUS, Larissa Karina Vaz de. Tipos de fundações. 2020.

FALCONI, Frederico et al. Fundações: teoria e prática. Oficina de Textos. 2ª reimpressão, p. 215, 2019.

FELIPE, José Maick Moreira; DE ARAUJO JUNIOR, José Luiz. Estudo dos tipos de fundações: sapatas. In: Anais Colóquio Estadual de Pesquisa Multidisciplinar (ISSN-2527-2500) & Congresso Nacional de Pesquisa Multidisciplinar. 2018.

ESTACA RAIZ. Geofix Fundações, 2023. Disponível em: < <http://www.geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php> > . Acesso em: 19 out.2023.

ESTACA HÉLICE CONTÍNUA. Geofix Fundações, 2023. Disponível em: < <http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php> > . Acesso em: 19 out.2023.

HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1998.

PEREIRA, Caio. O que é a tabela SINAPI? Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/sinapi/>> . Acesso em: 14 out.2023.

PEREIRA, Caio. Sondagem SPT: O que é e como é feito esse ensaio Disponível em: < <https://www.escolaengenharia.com.br/sondagem-spt/> > . Acesso em: 19 out.2023.

PENNA, S.D.A.; CAPUTO, A.N.; MAIA, C.M.; PALERMO, G.; GOTLIEB, M.; PARAÍSO, S.C.; ALONSO, U.R. A estaca hélice -contínua – A experiência atual. 1. ed. São Paulo: Falconi, F.F. & Marzionna, J.D., ABMS/ABEF/IE, 1999. 162p.

PROVA DE CARGA ESTÁTICA. Geofix Fundações, 2023. Disponível em: < <http://www.geofix.com.br/servico-pce.php>> . Acesso em: 19 out.2023.

RESENDE, Priscila Barbosa; GOULART, Letícia Beraldo; DE ARAÚJO JÚNIOR, José Luiz. Fundações Superficiais. In: Anais Colóquio Estadual de Pesquisa Multidisciplinar (ISSN-2527-2500) & Congresso Nacional de Pesquisa Multidisciplinar. 2018.

RETONDO, Lucas. Tipos de Fundações: Radier, saiba tudo que precisa aqui! Disponível em: < <https://construindocasas.com.br/blog/construcao/radier/>> . Acesso em: 19 out.2023.

SANTOS, E.S. Avaliação estatística do erro de modelos para elementos lineares de concreto armado da ABNT NBR 6118:2007, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2012. 126p.

SANTOS, D. M. Projeto de estruturas de concreto com auxílio de modelos de bielas e tirantes, (Apostila), ABECE. São Paulo, 2013. 171p.

TAROZZO, H., ALONSO, U.R., ANTUNES, W.R. Estacas hélice contínua: projeto, execução e controle. São Paulo/SP: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Núcleo Regional de São Paulo, 1997. 59p.

VALENTINI, Joel. “Metodologia para Elaboração de Orçamentos de Obras Cívicas”. Belo Horizonte, 2009.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. (2010) Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos. 528p.

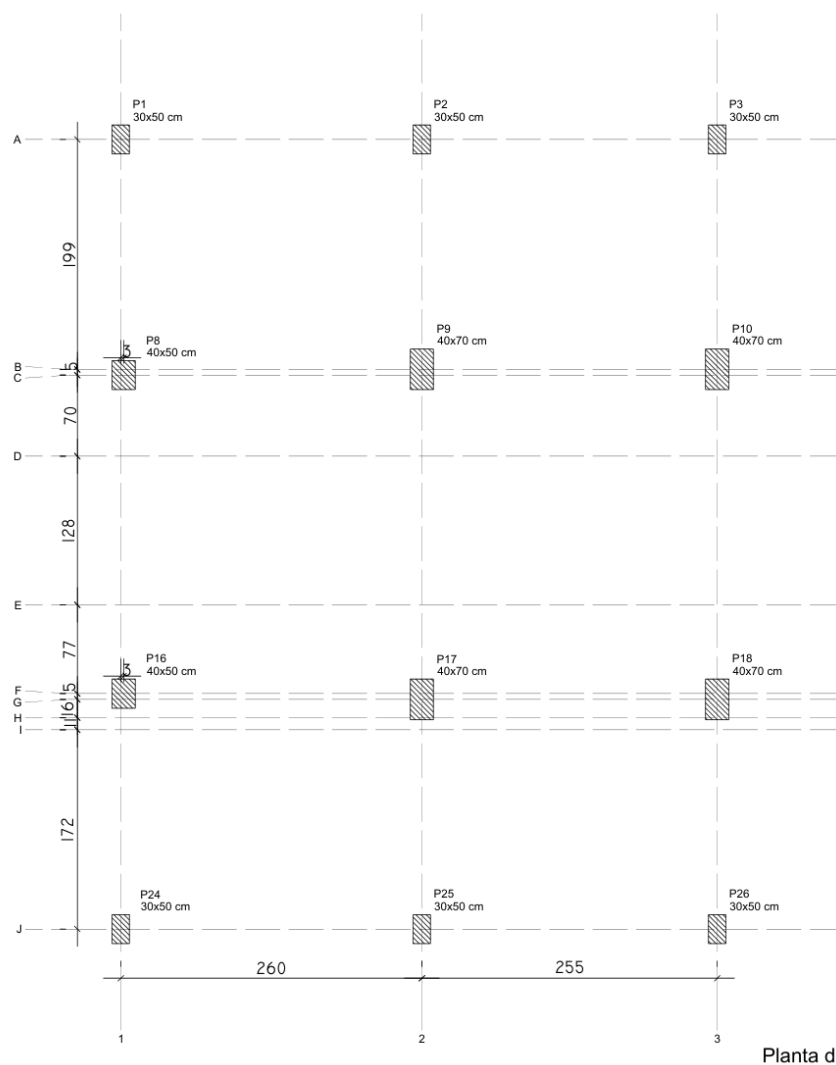
YIN. R. K. Estudo de caso: planejamento e métodos. 3 ed. Porto Alegre: Bookman, 2005.

## 7. APÊNDICES

## APÊNDICE A - Planta de cargas.

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE CARGAS 01

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E  
THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-000

FOLHA:  
01/03

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

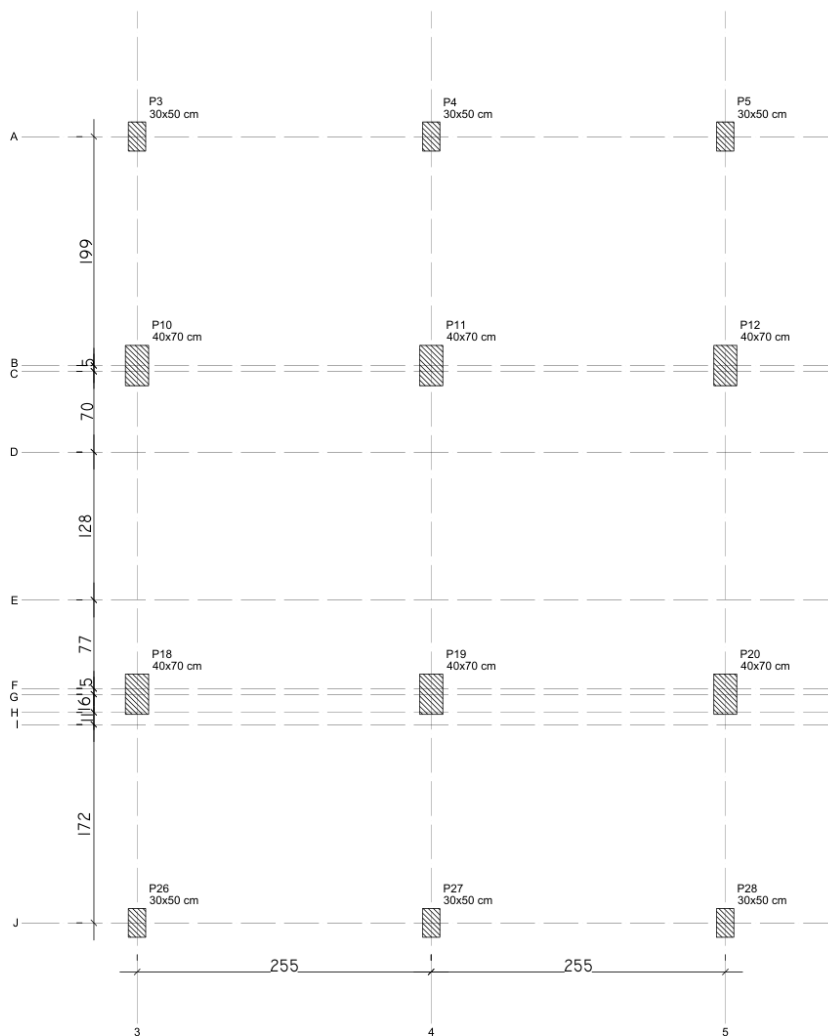
DATA:

18/10/2023

ESCALA:  
S/ESCALA

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



Planta de cargas

TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE CARGAS 02

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E  
THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-000

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

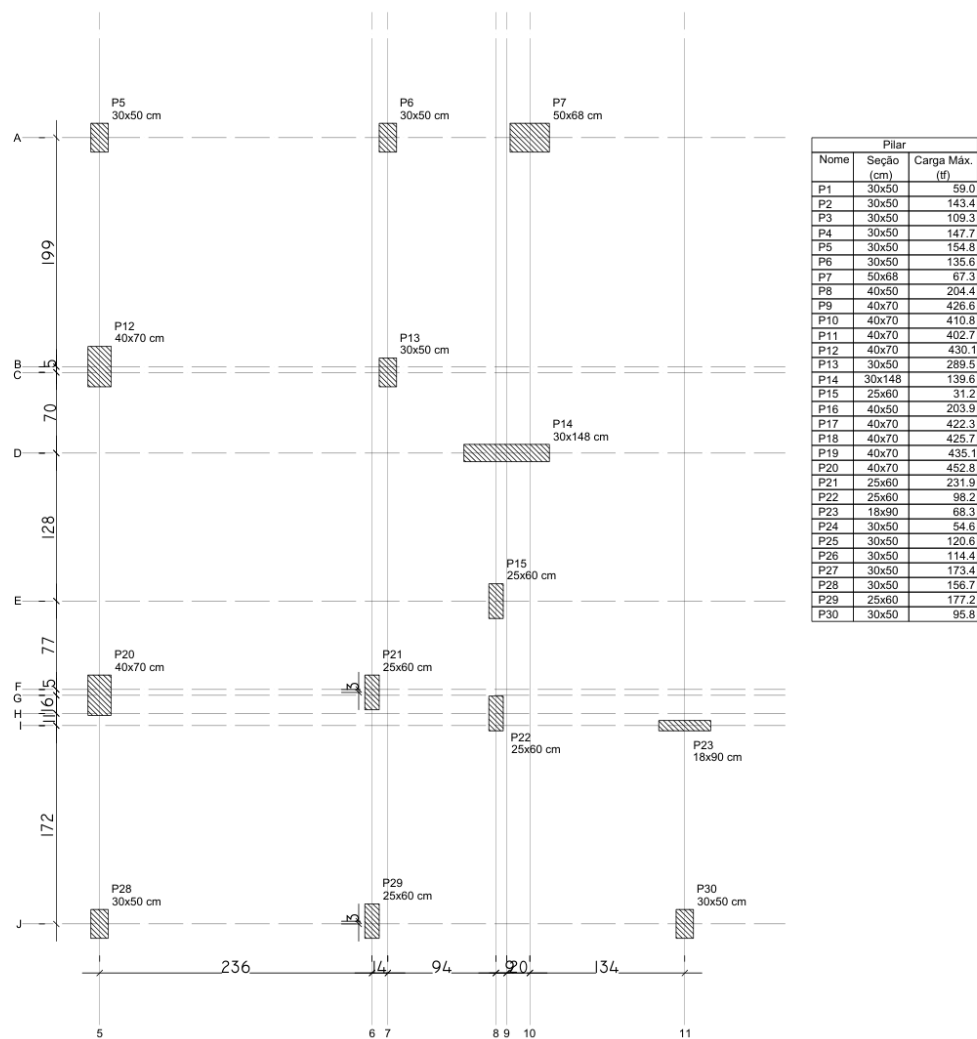
DATA:

18/10/2023

FOLHA:  
02/03ESCALA:  
S/ESCALA

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



Planta de cargas

TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE CARGAS 03

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-000

FOLHA:  
03/03

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

DATA:

18/10/2023

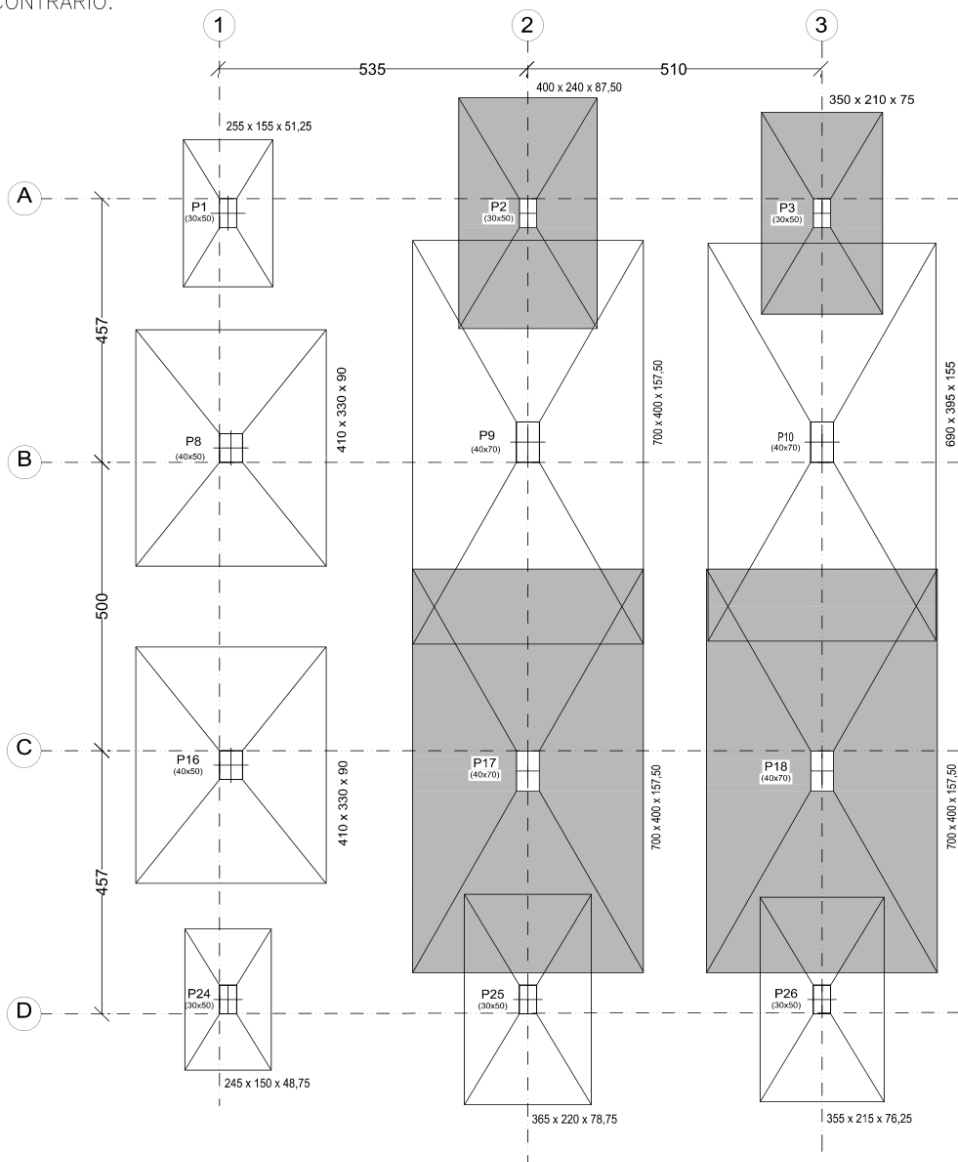
ESCALA:  
S/ESCALA

Fonte: Elaborado pelos autores, adaptado de acervo da empresa X, 2023.

## APÊNDICE B - Planta de locação, fundação sapata isolada.

### NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC TRABALHO  
 PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 01 – FUNDAÇÃO DIRETA SAPATA

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E  
 THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-001

FOLHA:  
01/03

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

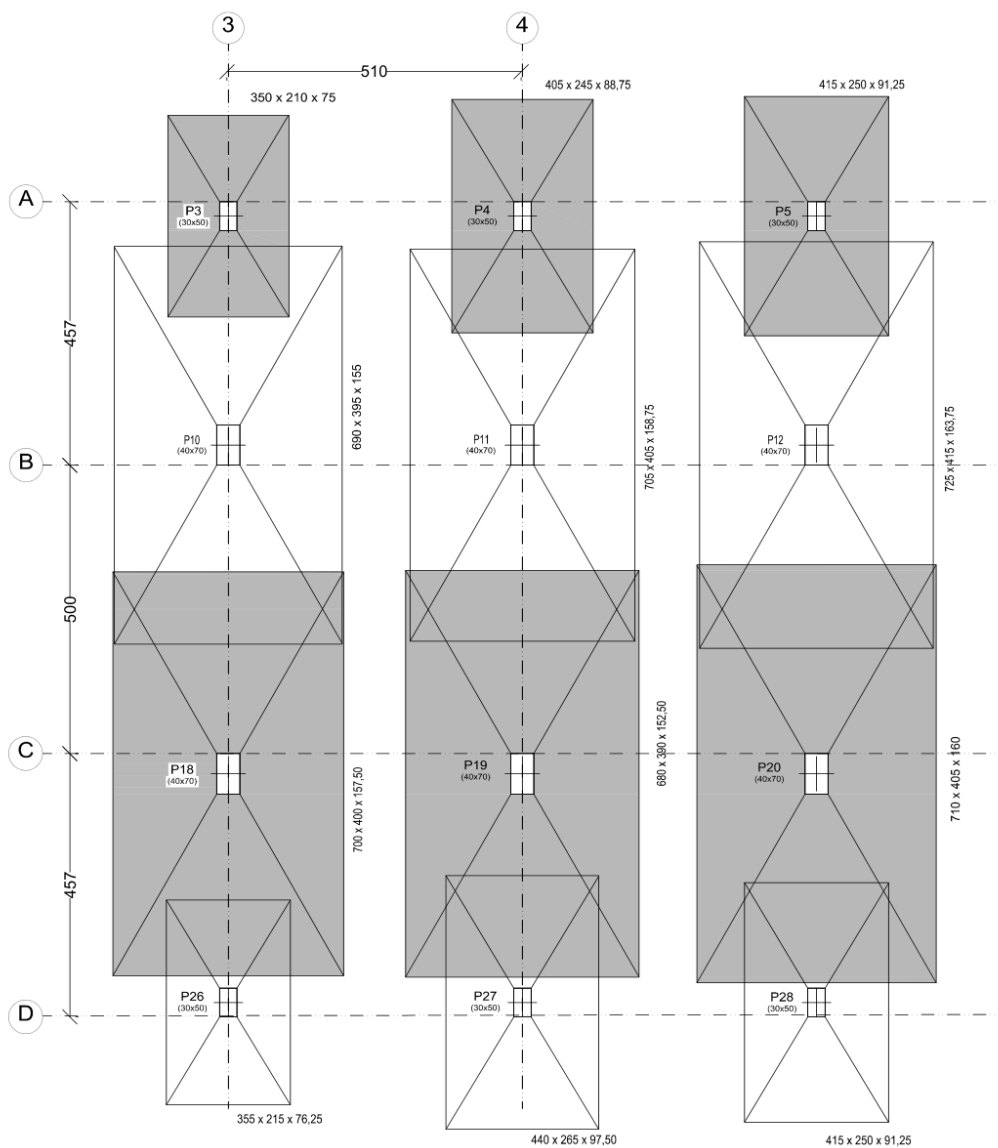
DATA:

18/10/2023

ESCALA:  
S/ESCALA

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC TRABALHO  
PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 02 – FUNDAÇÃO DIRETA SAPATA

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E  
THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-001

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

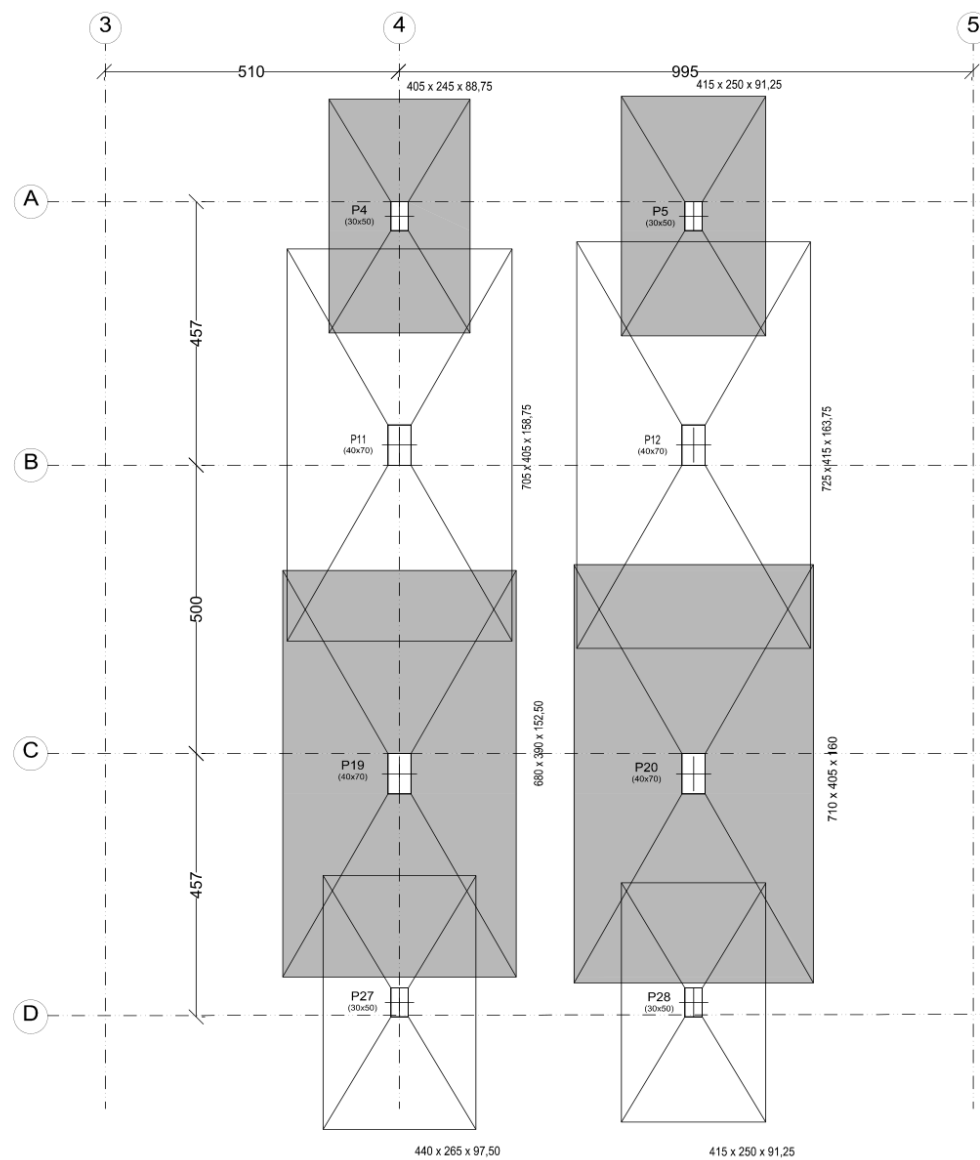
DATA:

18/10/2023

FOLHA:  
02/03ESCALA:  
S/ESCALA

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC TRABALHO  
 PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 03 – FUNDAÇÃO DIRETA SAPATA

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E  
THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-001

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

DATA:

18/10/2023

FOLHA:  
03/03ESCALA:  
S/ESCALA

APÊNDICE C - Planilhas de dimensionamento das sapatas isoladas.

DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	590	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

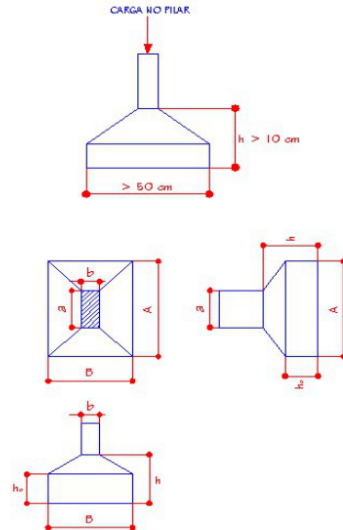
Área necessária:	38718,75	[cm <sup>2</sup> ]
A	254,03	[cm]
B	152,42	[cm]

A <sub>Adot</sub>	255	[cm]
B <sub>Adot</sub>	155	[cm]

Altura necessária:		
h	51,25	31,25 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	51,3	[cm]
h <sub>o</sub>	17,08	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,149273	[MPa] OK!

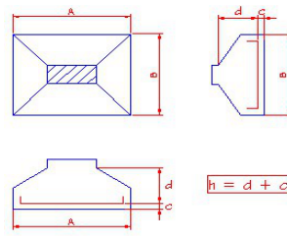


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	826	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	0,550667	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	46,3	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

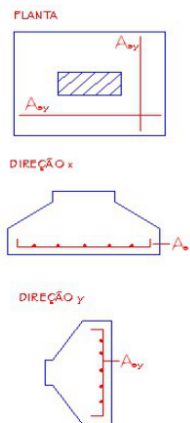
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	41,88	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	15,52	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



## DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1434	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

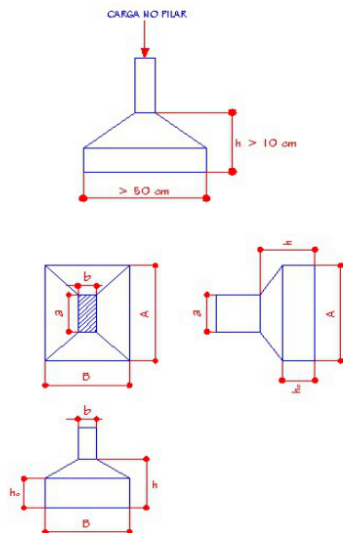
Área necessária:	94106,25	[cm <sup>2</sup> ]
A	396,04	[cm]
B	237,62	[cm]

A <sub>Adot</sub>	400	[cm]
B <sub>Adot</sub>	240	[cm]

Altura necessária:			
h	87,5	52,5	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	87,5	[cm]
h <sub>o</sub>	29,17	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,149375	[MPa] OK!

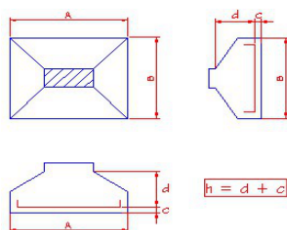


## VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	2007,6	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	1,3384	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	82,5	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



## CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

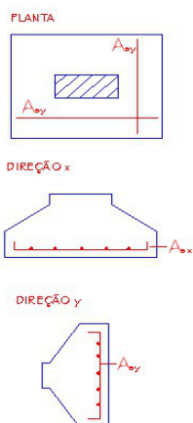
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	112,23	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	40,40	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

Legenda:	
	Dados a ser digitados
	Dados a ser adotados digitados
	Fórmulas já calculadas (não digitar)



## DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1093	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

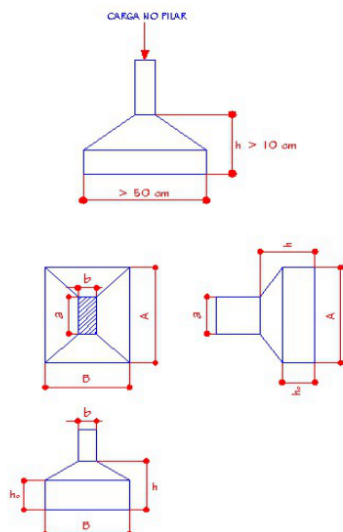
Área necessária:	71728,13	[cm <sup>2</sup> ]
A	345,76	[cm]
B	207,45	[cm]

A <sub>Adot</sub>	350	[cm]
B <sub>Adot</sub>	210	[cm]

Altura necessária:			
h	75	45	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	75,0	[cm]
h <sub>o</sub>	25,00	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,148707	[MPa] OK!

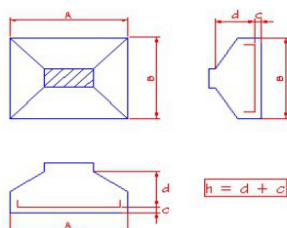


## VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	1530,2	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	1,020133	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	70,0	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



## CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

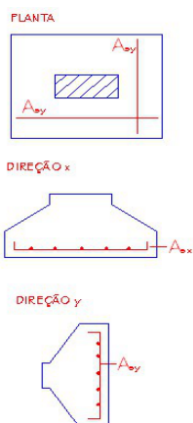
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	83,80	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	30,17	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

Legenda:	
	Dados a ser digitados
	Dados a ser adotados digitados
	Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1477	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

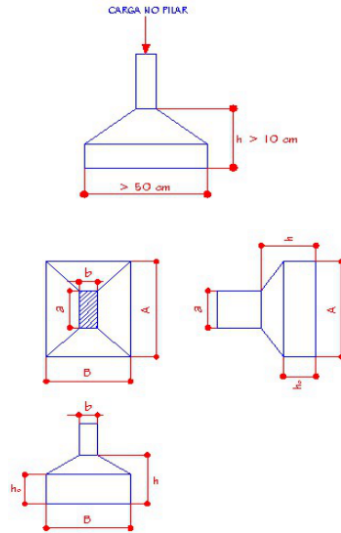
Área necessária:	96928,13	[cm <sup>2</sup> ]
A	401,93	[cm]
B	241,16	[cm]

A <sub>Adot</sub>	405	[cm]
B <sub>Adot</sub>	245	[cm]

Altura necessária:		
h	88,75	53,75 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	88,8	[cm]
h <sub>o</sub>	29,58	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,148854	[MPa] OK!

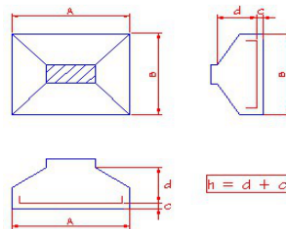


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	2067,8	[kN]
Tensão no concreto ( $\sigma_{td}$ )	1,378533	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	83,8	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

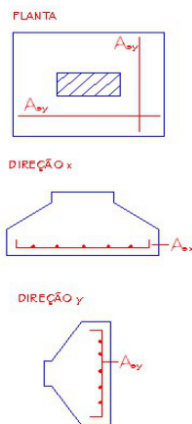
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	114,85	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	42,08	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



## DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1548	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

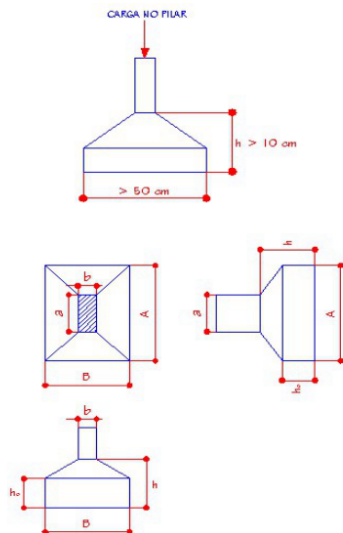
Área necessária:	101587,5	[cm <sup>2</sup> ]
A	411,48	[cm]
B	246,89	[cm]

A <sub>Adot</sub>	415	[cm]
B <sub>Adot</sub>	250	[cm]

Altura necessária:			
h	91,25	55	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	91,3	[cm]
h <sub>o</sub>	30,42	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,149205	[MPa] OK!

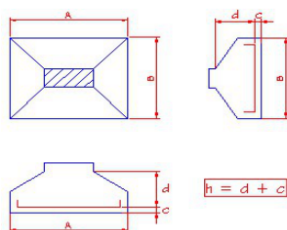


## VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	2167,2	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	1,4448	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	86,3	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



## CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

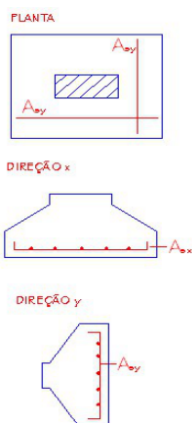
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	121,29	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	44,04	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

Legenda:	
	Dados a ser digitados
	Dados a ser adotados digitados
	Fórmulas já calculadas (não digitar)



## DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	2044	[kN]
a	50	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

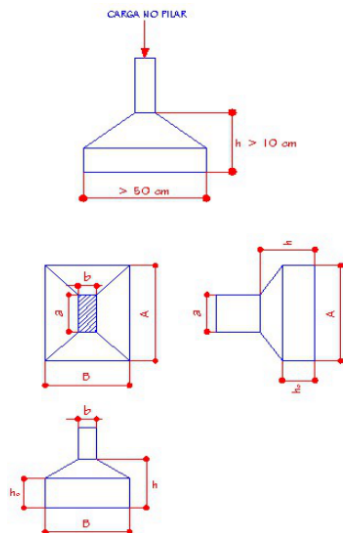
Área necessária:	134137,5	[cm <sup>2</sup> ]
A	409,48	[cm]
B	327,58	[cm]

A <sub>Adot</sub>	410	[cm]
B <sub>Adot</sub>	330	[cm]

Altura necessária:		
h	90	72,5 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	90,0	[cm]
h <sub>o</sub>	30,00	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,151072	[MPa] OK!

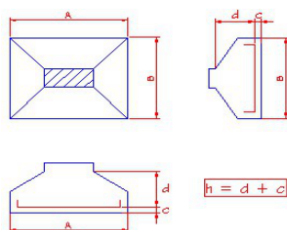


## VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	2861,6	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_{td}$ ]	1,4308	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	85,0	[cm]

Verificação:	
$\sigma_{td} \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_{td} > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



## CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

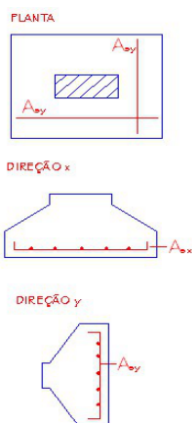
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	119,67	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	77,59	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

Legenda:	
	Dados a ser digitados
	Dados a ser adotados digitados
	Fórmulas já calculadas (não digitar)



## DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4266	[kN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

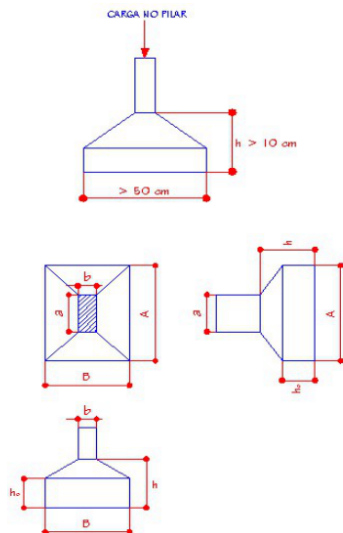
Área necessária:	279956,3	[cm <sup>2</sup> ]
A	699,95	[cm]
B	399,97	[cm]

A <sub>Adot</sub>	700	[cm]
B <sub>Adot</sub>	400	[cm]

Altura necessária:			
h	157,5	90	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	157,5	[cm]
h <sub>o</sub>	52,50	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,152357	[MPa] OK!

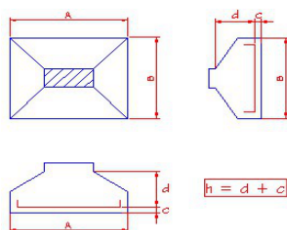


## VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	5972,4	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	2,133	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	152,5	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



## CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

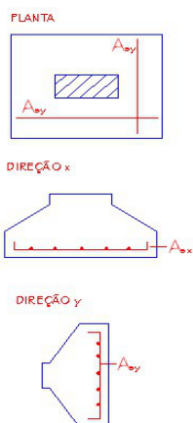
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	360,58	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	117,74	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

Legenda:	
	Dados a ser digitados
	Dados a ser adotados digitados
	Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4108	[KN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

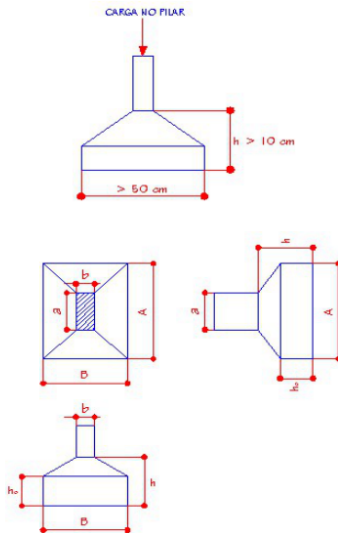
Área necessária:	269587,5	[cm <sup>2</sup> ]
A	686,86	[cm]
B	392,49	[cm]

A <sub>Adot</sub>	690	[cm]
B <sub>Adot</sub>	395	[cm]

Altura necessária:			
h	155	88,75	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	155,0	[cm]
h <sub>o</sub>	51,67	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,150725	[MPa] OK!

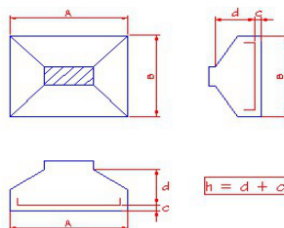


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	5751,2	[KN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	2,054	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[KN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	150,0	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[KN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

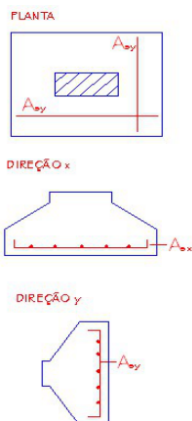
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	346,04	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	113,43	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4027	[KN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

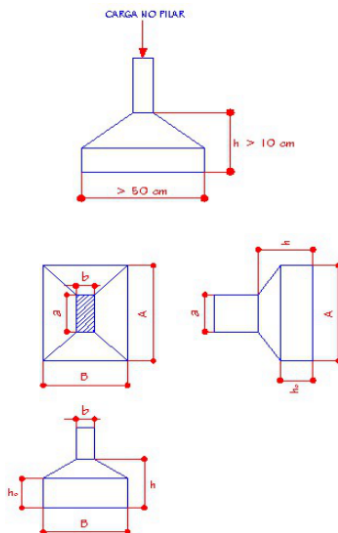
Área necessária:	264271,9	[cm <sup>2</sup> ]
A	680,06	[cm]
B	388,60	[cm]

A <sub>Adot</sub>	680	[cm]
B <sub>Adot</sub>	390	[cm]

Altura necessária:		
h	152,5	87,5 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	152,5	[cm]
h <sub>o</sub>	50,83	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,151848	[MPa] OK!

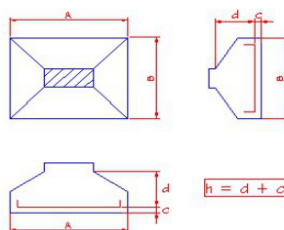


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	5637,8	[KN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	2,0135	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[KN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	147,5	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[KN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

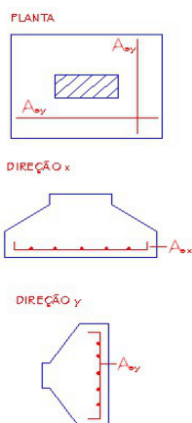
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	338,03	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	111,24	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4301	[kN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

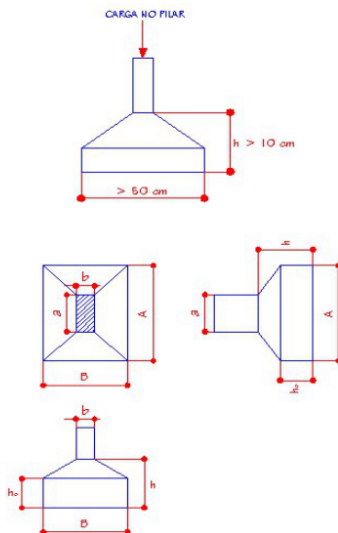
Área necessária:	282253,1	[cm <sup>2</sup> ]
A	702,81	[cm]
B	401,61	[cm]

A <sub>Adot</sub>	705	[cm]
B <sub>Adot</sub>	405	[cm]

Altura necessária:		
h	158,75	91,25 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	158,8	[cm]
h <sub>o</sub>	52,92	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,150635	[MPa] OK!

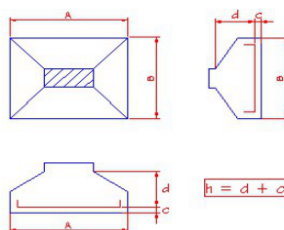


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	6021,4	[kN]
Tensão no concreto ( $\sigma_{td}$ )	2,1505	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	153,8	[cm]

Verificação:	
$\sigma_{td} \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_{td} > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

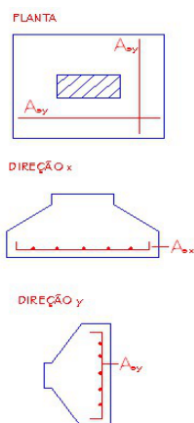
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	361,90	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	119,50	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	2039	[kN]
a	50	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

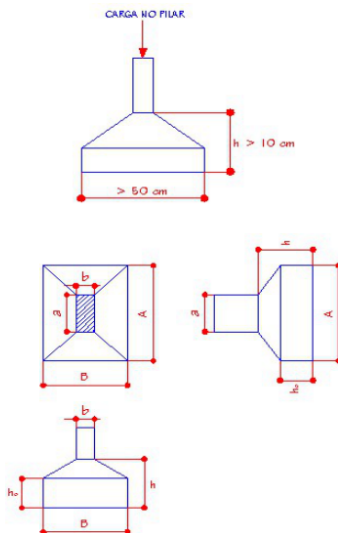
Área necessária:	133809,4	[cm <sup>2</sup> ]
A	408,98	[cm]
B	327,18	[cm]

A <sub>Adot</sub>	410	[cm]
B <sub>Adot</sub>	330	[cm]

Altura necessária:		
h	90	72,5 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	90,0	[cm]
h <sub>o</sub>	30,00	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,150702	[MPa] OK!

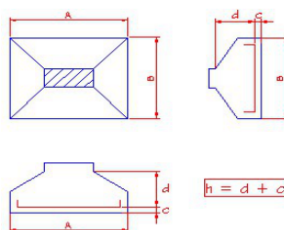


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	2854,6	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	1,4273	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	85,0	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

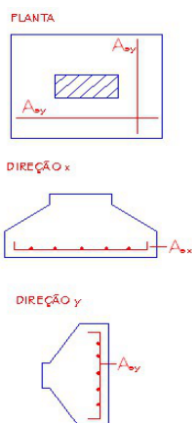
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	119,37	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	77,40	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4223	[kN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

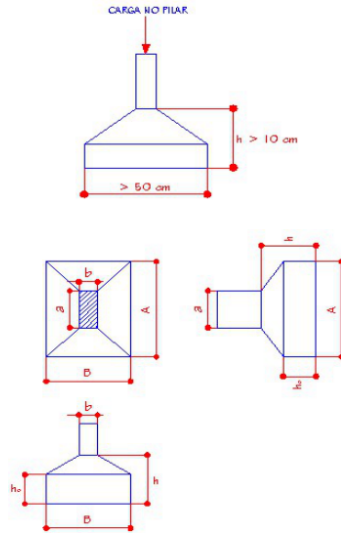
Área necessária:	277134,4	[cm <sup>2</sup> ]
A	696,41	[cm]
B	397,95	[cm]

A <sub>Adot</sub>	700	[cm]
B <sub>Adot</sub>	400	[cm]

Altura necessária:			
h	157,5	90	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	157,5	[cm]
h <sub>o</sub>	52,50	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,150821	[MPa] OK!

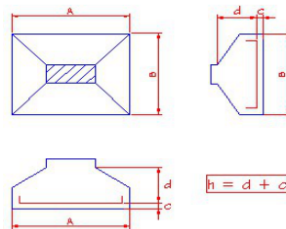


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	5912,2	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	2,1115	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	152,5	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

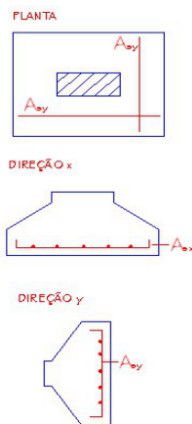
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	356,95	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	116,55	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4257	[KN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

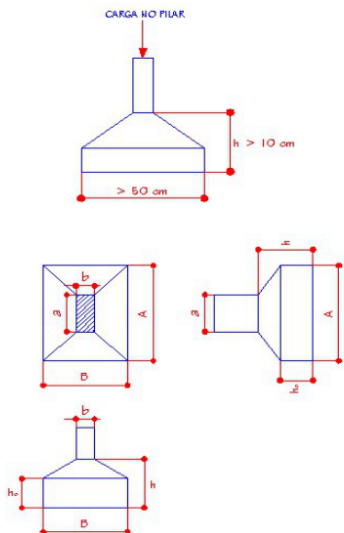
Área necessária:	279365,6	[cm <sup>2</sup> ]
A	699,21	[cm]
B	399,55	[cm]

A <sub>Adot</sub>	700	[cm]
B <sub>Adot</sub>	400	[cm]

Altura necessária:			
h	157,5	90	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	157,5	[cm]
h <sub>o</sub>	52,50	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,152036	[MPa] OK!

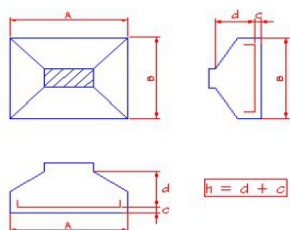


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	5959,8	[KN]
Tensão no concreto [ $\sigma_{td}$ ]	2,1285	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[KN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[KN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	152,5	[cm]

Verificação:	
$\sigma_{td} \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_{td} > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[KN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

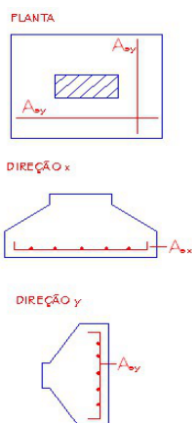
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	359,82	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	117,49	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4351	[kN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

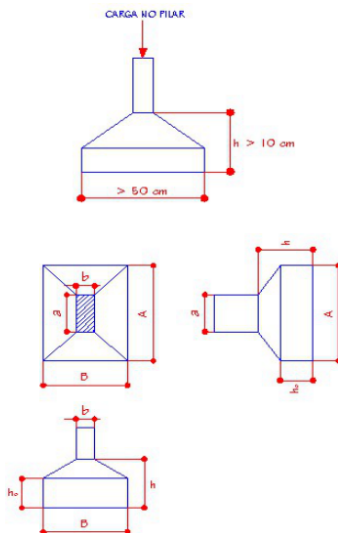
Área necessária:	285534,4	[cm <sup>2</sup> ]
A	706,88	[cm]
B	403,93	[cm]

A <sub>Adot</sub>	710	[cm]
B <sub>Adot</sub>	405	[cm]

Altura necessária:			
h	160	91,25	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	160,0	[cm]
h <sub>o</sub>	53,33	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,151313	[MPa] OK!

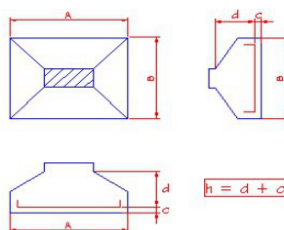


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	6091,4	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	2,1755	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	155,0	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

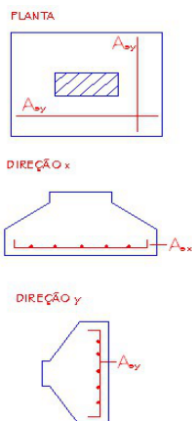
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	368,99	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	120,04	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	4528	[kN]
a	70	[cm]
b	40	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

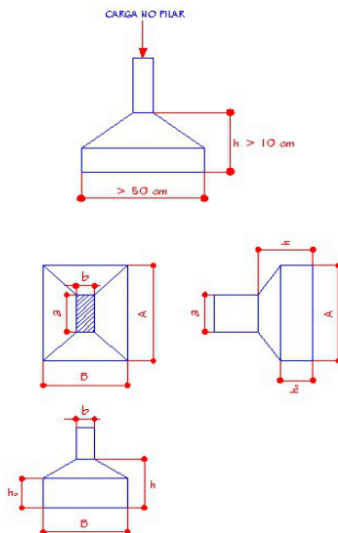
Área necessária:	297150	[cm <sup>2</sup> ]
A	721,12	[cm]
B	412,07	[cm]

A <sub>Adot</sub>	725	[cm]
B <sub>Adot</sub>	415	[cm]

Altura necessária:		
h	163,75	93,75 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	163,8	[cm]
h <sub>o</sub>	54,58	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,150494	[MPa] OK!

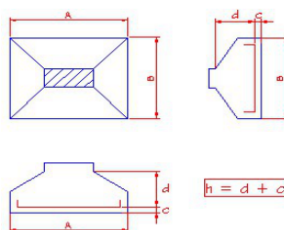


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	6339,2	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	2,264	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	158,8	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

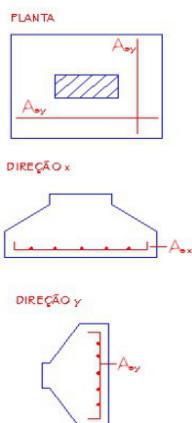
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	383,53	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	125,69	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	546	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

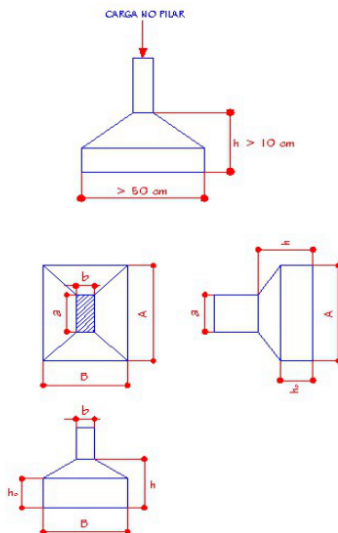
Área necessária:	35831,25	[cm <sup>2</sup> ]
A	244,37	[cm]
B	146,62	[cm]

A <sub>Adot</sub>	245	[cm]
B <sub>Adot</sub>	150	[cm]

Altura necessária:			
h	48,75	30	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	48,8	[cm]
h <sub>o</sub>	16,25	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,148571	[MPa] OK!

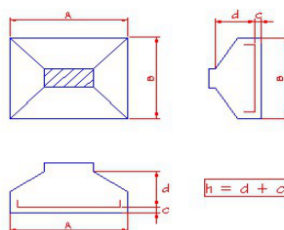


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	764,4	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	0,5096	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	43,8	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

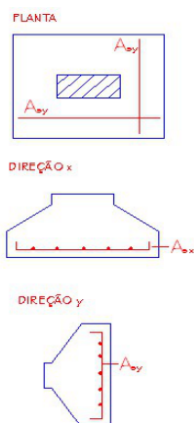
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	38,09	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	14,35	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1206	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

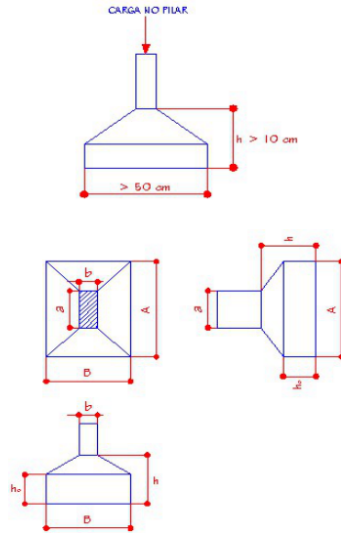
Área necessária:	79143,75	[cm <sup>2</sup> ]
A	363,19	[cm]
B	217,91	[cm]

A <sub>Adot</sub>	365	[cm]
B <sub>Adot</sub>	220	[cm]

Altura necessária:		
h	78,75	47,5 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	78,8	[cm]
h <sub>o</sub>	26,25	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,150187	[MPa] OK!

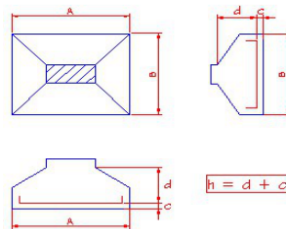


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	1688,4	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	1,1256	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	73,8	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

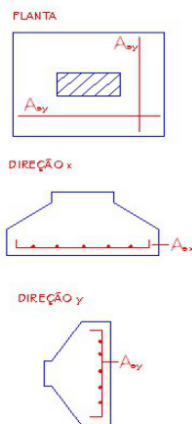
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	92,67	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	33,69	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1144	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

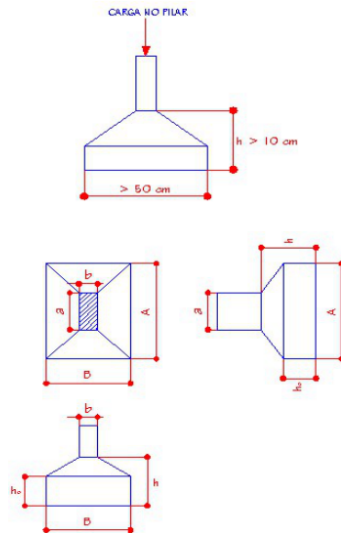
Área necessária:	75075	[cm <sup>2</sup> ]
A	353,73	[cm]
B	212,24	[cm]

A <sub>Adot</sub>	355	[cm]
B <sub>Adot</sub>	215	[cm]

Altura necessária:		
h	76,25	46,25 [cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	76,3	[cm]
h <sub>o</sub>	25,42	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,149885	[MPa] OK!

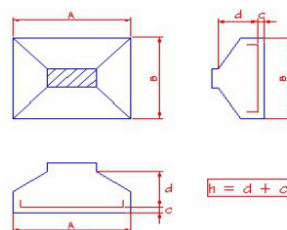


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	1601,6	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	1,067733	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	71,3	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

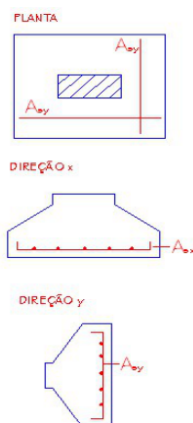
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	87,09	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	31,99	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1734	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

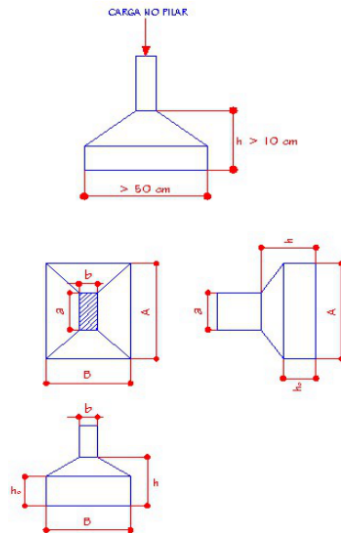
Área necessária:	113793,8	[cm <sup>2</sup> ]
A	435,50	[cm]
B	261,30	[cm]

A <sub>Adot</sub>	440	[cm]
B <sub>Adot</sub>	265	[cm]

Altura necessária:			
h	97,5	58,75	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	97,5	[cm]
h <sub>o</sub>	32,50	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,148714	[MPa] OK!

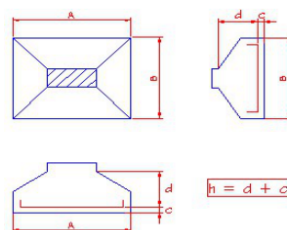


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	2427,6	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_d$ ]	1,6184	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	92,5	[cm]

Verificação:	
$\sigma_d \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_d > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

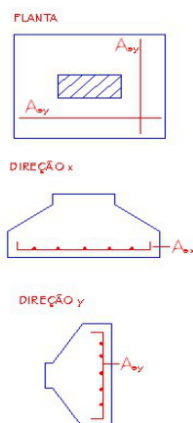
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	136,95	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	49,70	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



DETERMINAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA

Dados de entrada		
Carga do pilar	1567	[kN]
a	50	[cm]
b	30	[cm]
$f_{yk}$	50	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$	25	[MPa]
$\sigma_{adm\ solo}$	0,16	[MPa]

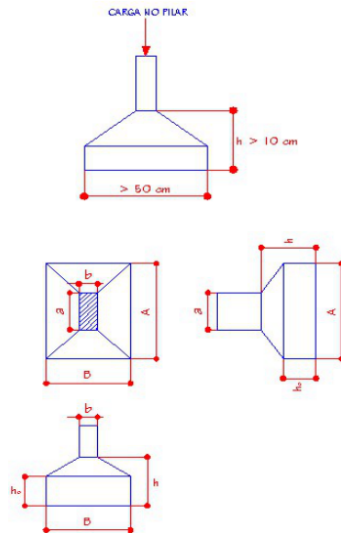
Área necessária:	102834,4	[cm <sup>2</sup> ]
A	413,99	[cm]
B	248,40	[cm]

A <sub>Adot</sub>	415	[cm]
B <sub>Adot</sub>	250	[cm]

Altura necessária:			
h	91,25	55	[cm]

Altura adotada:		
h <sub>Adot</sub>	91,3	[cm]
h <sub>o</sub>	30,42	[cm]

Pressão no solo:		
$\sigma_{calc\ solo}$	0,151036	[MPa] OK!

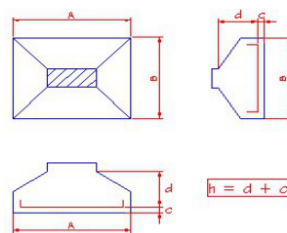


VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO CONCRETO

Solicitação de cálculo	2193,8	[kN]
Tensão no concreto [ $\sigma_{td}$ ]	1,462533	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	1,8	[kN/cm <sup>2</sup> ]
$0,20f_{cd}$	0,36	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Cobrimento [c]	5	[cm]
Altura útil [d]	86,3	[cm]

Verificação:	
$\sigma_{td} \leq 0,20 f_{cd}$	Z = d
$\sigma_{td} > 0,20 f_{cd}$	Z = 0,85d

Onde Z é o braço de alavanca do plano de convergência das bielas de compressão



CÁLCULO DAS ARMADURAS

Tensão do aço [ $f_{yd}$ ]	43,48	[kN/cm <sup>2</sup> ]
Braço de alavanca [Z]	7,5	[cm]

Direção x (Lado Maior)

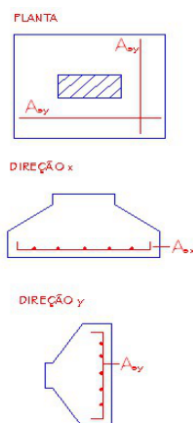
Área de aço [ $A_{sx}$ ]	122,78	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	--------	----------------------

Direção y (Lado Menor)

Área de aço [ $A_{sy}$ ]	44,58	[cm <sup>2</sup> /m]
--------------------------	-------	----------------------

Solução : Ver tabelas de detalhamento de armaduras

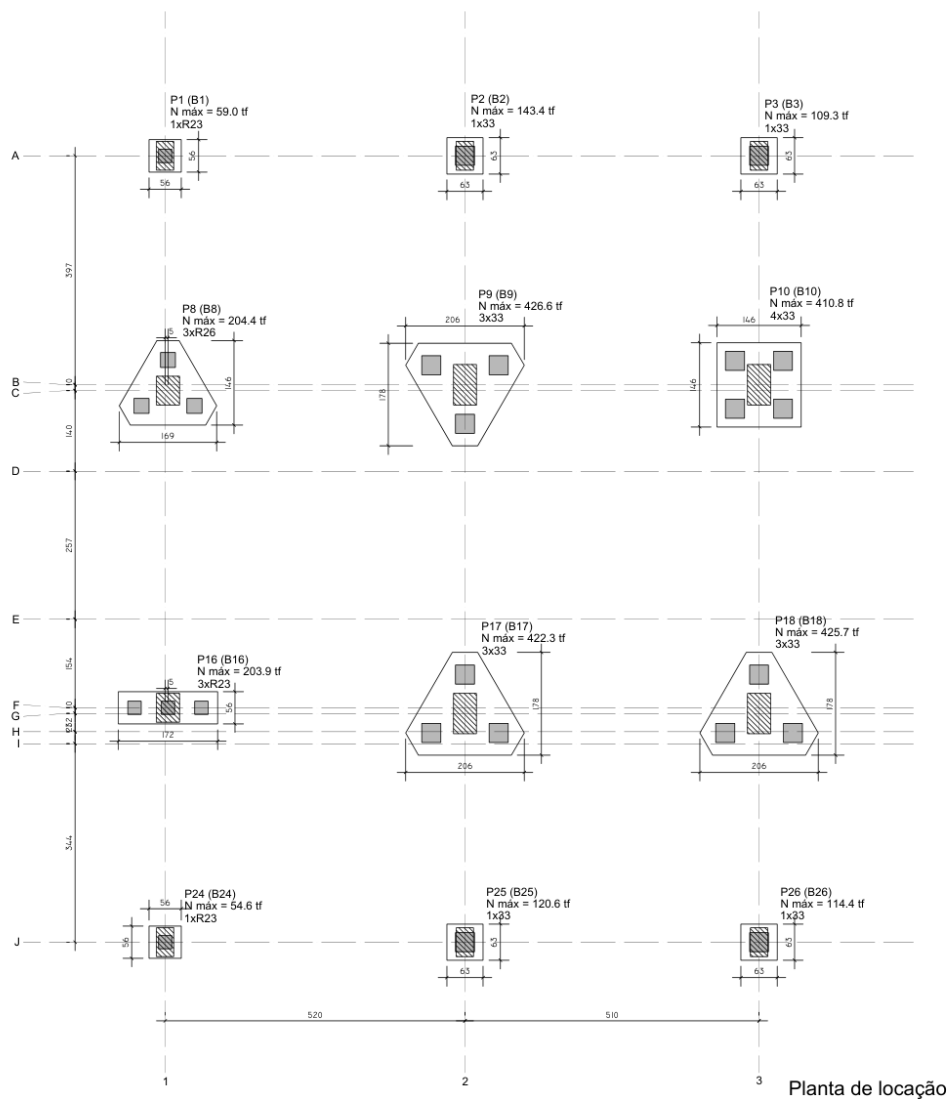
- Legenda:
- Dados a ser digitados
  - Dados a ser adotados digitados
  - Fórmulas já calculadas (não digitar)



## APÊNDICE D - Projeto da fundação estaca pré-moldada.

### NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:  
 ENGENHARIA CIVIL  
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
 PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 01 – FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA PRÉ-MOLDADA

OBRA:  
 CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS

ENDEREÇO:  
 VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-003

REVISÃO:  
 EMISSÃO INICIAL

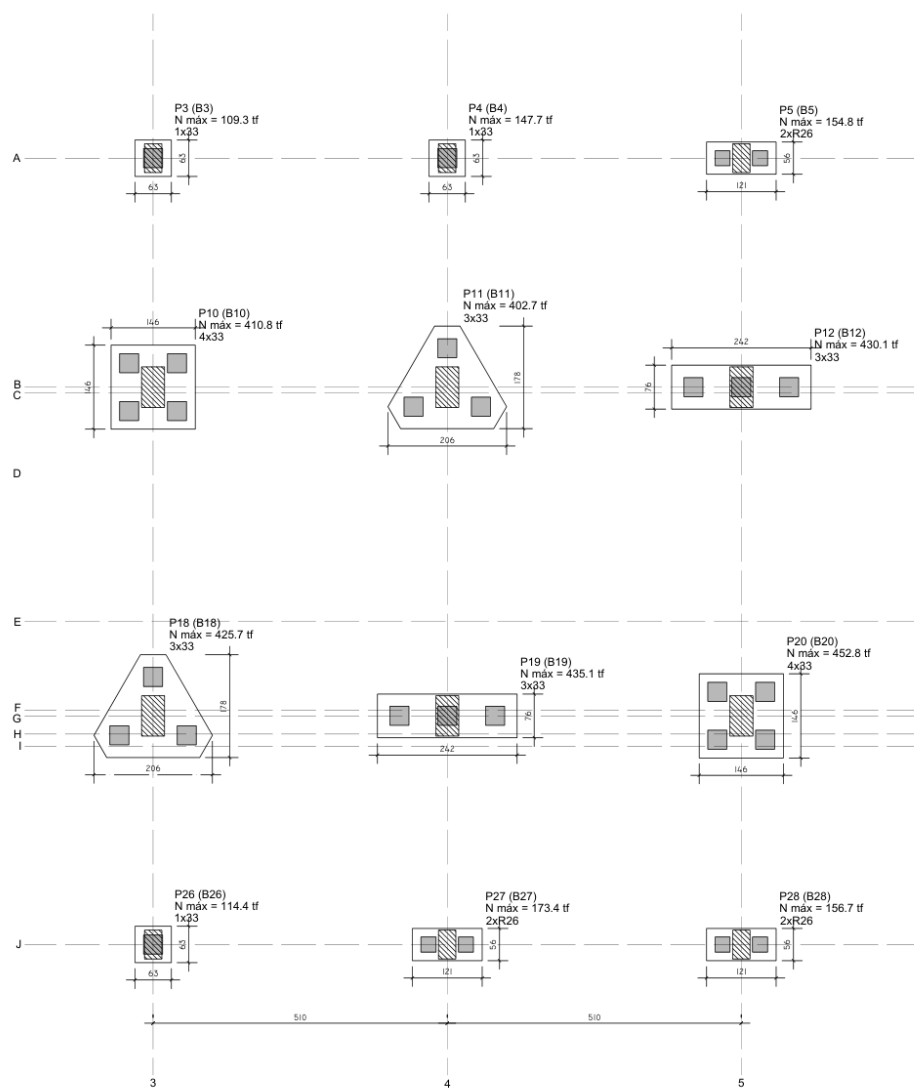
DATA:  
 18/10/2023

FOLHA:  
 01/12

ESCALA:  
 S/ESCALA

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



Planta de localização

TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
 PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 02 – FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA  
 PRÉ-MOLDADA

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E  
THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-003

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

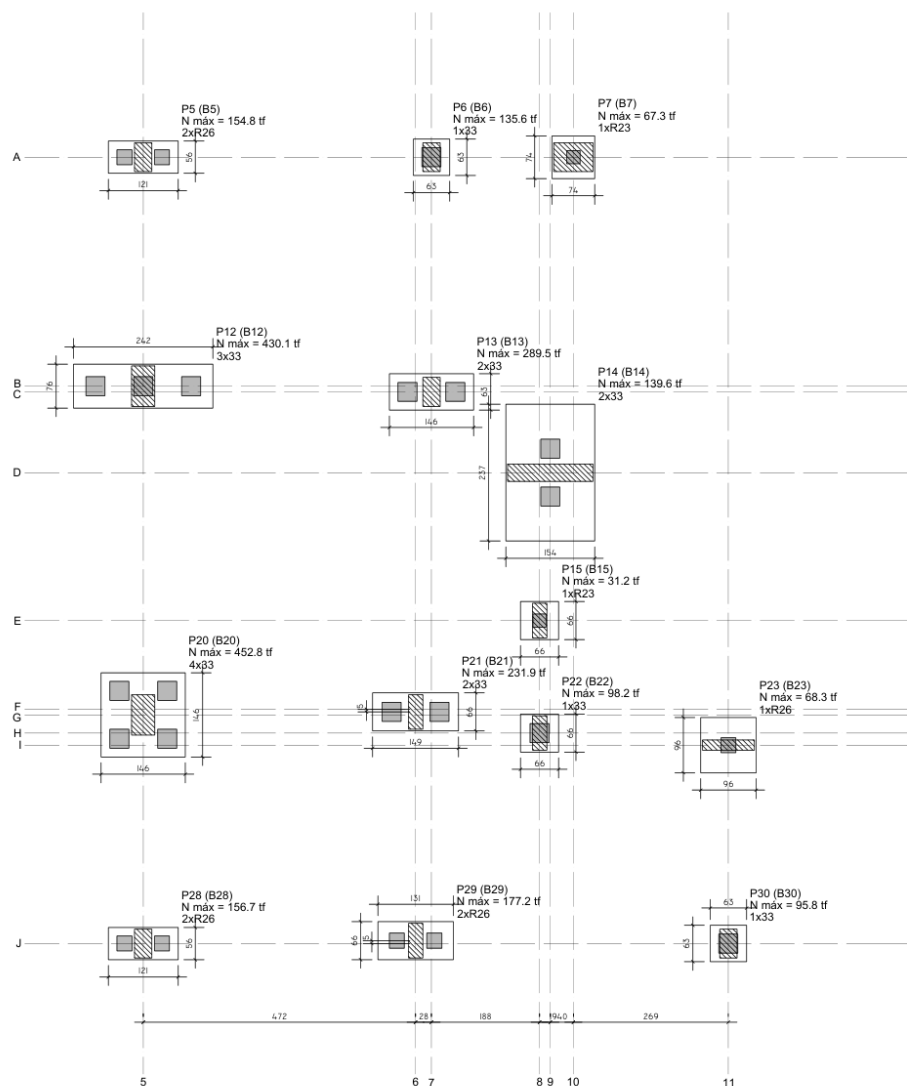
DATA:

18/10/2023

FOLHA:  
02/12ESCALA:  
S/ESCALA

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



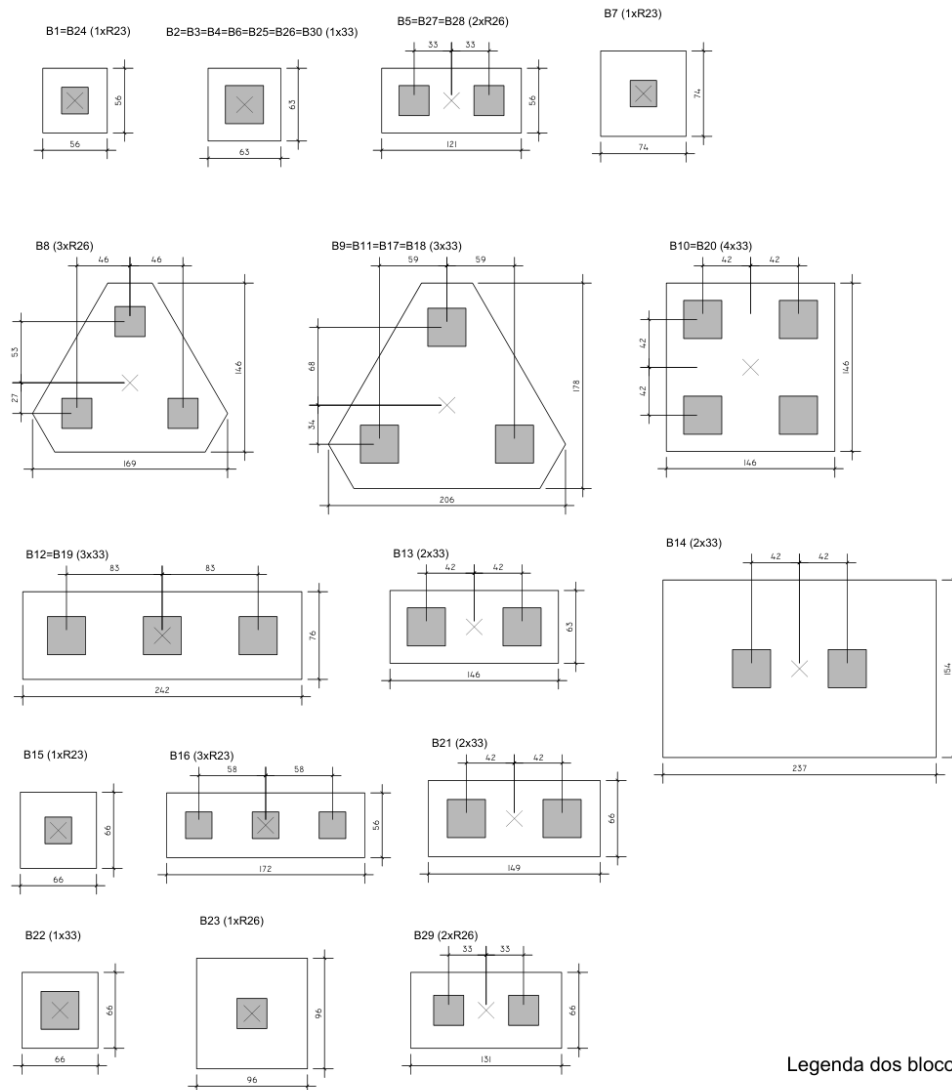
Planta de localização

TÍTULO:  
ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 03 – FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA PRÉ-MOLDADA

OBRA: CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ		DESENHO: <b>CIV-TCC-003</b>	FOLHA: 03/12
REVISÃO: EMIÇÃO INICIAL	DATA: 18/10/2023		ESCALA: S/ESCALA

## NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
PROJETO ESTRUTURAL – DETALHAMENTO DOS BLOCOS

OBRA: CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E  
THALYS MARTINS

ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-003

REVISÃO: EMISSÃO INICIAL

DATA: 18/10/2023

FOLHA: 04/12

ESCALA: S/ESCALA

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Min. (tf)	Pilar							
				Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)	
				Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	30x50	59.0	53.8	0	0	0	0	0.8	0.0	0.0	-1.4
P2	30x50	143.4	124.2	0	0	0	0	0.0	-1.7	0.3	-1.3
P3	30x50	109.3	89.2	0	0	0	0	0.5	-0.7	0.0	-2.0
P4	30x50	147.7	128.5	0	0	0	0	0.3	-0.9	1.0	-0.4
P5	30x50	154.8	134.7	0	0	0	0	0.5	-0.8	1.8	0.0
P6	30x50	135.6	113.9	0	0	0	0	0.8	-1.4	0.0	-2.6
P7	50x68	67.3	53.5	0	0	0	0	0.5	-1.3	1.4	0.0
P8	40x50	204.4	178.2	0	0	0	0	3.5	0.0	0.3	-1.5
P9	40x70	426.6	361.8	0	0	0	0	0.0	-5.0	0.0	-4.7
P10	40x70	410.8	348.8	0	0	0	0	0.0	-2.2	0.0	-3.2
P11	40x70	402.7	342.4	0	0	0	0	0.1	-1.6	0.0	-6.1
P12	40x70	430.1	365.6	0	0	0	0	0.5	-1.0	0.0	-8.0
P13	30x50	289.5	242.4	0	0	0	0	0.0	-1.6	0.7	-0.9
P14	30x148	139.6	111.4	0	0	0	0	16.0	0.0	3.1	0.0
P15	25x60	31.2	25.5	0	0	0	0	0.0	-0.2	3.5	0.0
P16	40x50	203.9	177.4	0	0	0	0	3.5	0.0	1.7	-0.1
P17	40x70	422.3	357.5	0	0	0	0	0.0	-4.8	4.6	0.0
P18	40x70	425.7	363.8	0	0	0	0	0.0	-1.5	2.8	0.0
P19	40x70	435.1	374.7	0	0	0	0	0.2	-1.2	5.2	0.0
P20	40x70	452.8	388.9	0	0	0	0	0.1	-0.9	6.8	0.0
P21	25x60	231.9	194.7	0	0	0	0	0.3	-1.0	0.2	-1.0
P22	25x60	98.2	76.2	0	0	0	0	1.3	-1.6	1.1	-1.1
P23	18x90	68.3	53.6	0	0	0	0	2.2	-2.0	0.0	-1.0
P24	30x50	54.6	49.4	0	0	0	0	0.6	0.0	1.4	0.0
P25	30x50	120.6	101.4	0	0	0	0	0.0	-1.4	1.2	-0.4
P26	30x50	114.4	94.3	0	0	0	0	0.4	-0.8	2.0	0.0
P27	30x50	173.4	153.8	0	0	0	0	0.3	-0.9	0.9	-0.6
P28	30x50	156.7	138.4	0	0	0	0	0.2	-0.8	0.0	-1.4
P29	25x60	177.2	154.4	0	0	0	0	0.4	-0.5	0.6	-0.5
P30	30x50	95.8	85.2	0	0	0	0	0.0	-1.0	0.0	-1.2

Fundação	Bloco			Base tub. (cm)
	Nome	Estaca	ca (cm)	
B1	1	R23	-130	
B2	1	33	-160	
B3	1	33	-140	
B4	1	33	-160	
B5	2	R26	-160	
B6	1	33	-160	
B7	1	R23	-130	
B8	3	R26	-170	
B9	3	33	-205	
B10	4	33	-160	
B11	3	33	-165	
B12	3	33	-240	
B13	2	33	-180	
B14	2	33	-155	
B15	1	R23	-150	
B16	3	R23	-170	
B17	3	33	-165	
B18	3	33	-165	
B19	3	33	-190	
B20	4	33	-170	
B21	2	33	-210	
B22	1	33	-140	
B23	1	R26	-170	
B24	1	R23	-130	
B25	1	33	-140	
B26	1	33	-140	
B27	2	R26	-160	
B28	2	R26	-160	
B29	2	R26	-160	
B30	1	33	-140	

Nome	Estacas		Quantidade
	d (cm)	b (cm)	
R23	23.00	23.00	7
R26	26.00	26.00	12
R33	33.00	33.00	40

TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
 PROJETO ESTRUTURAL – RESUMO PILARES E BLOCOS

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-003

REVISÃO:

EMISSÃO INICIAL

DATA:

18/10/2023

FOLHA:  
05/12ESCALA:  
S/ESCALA



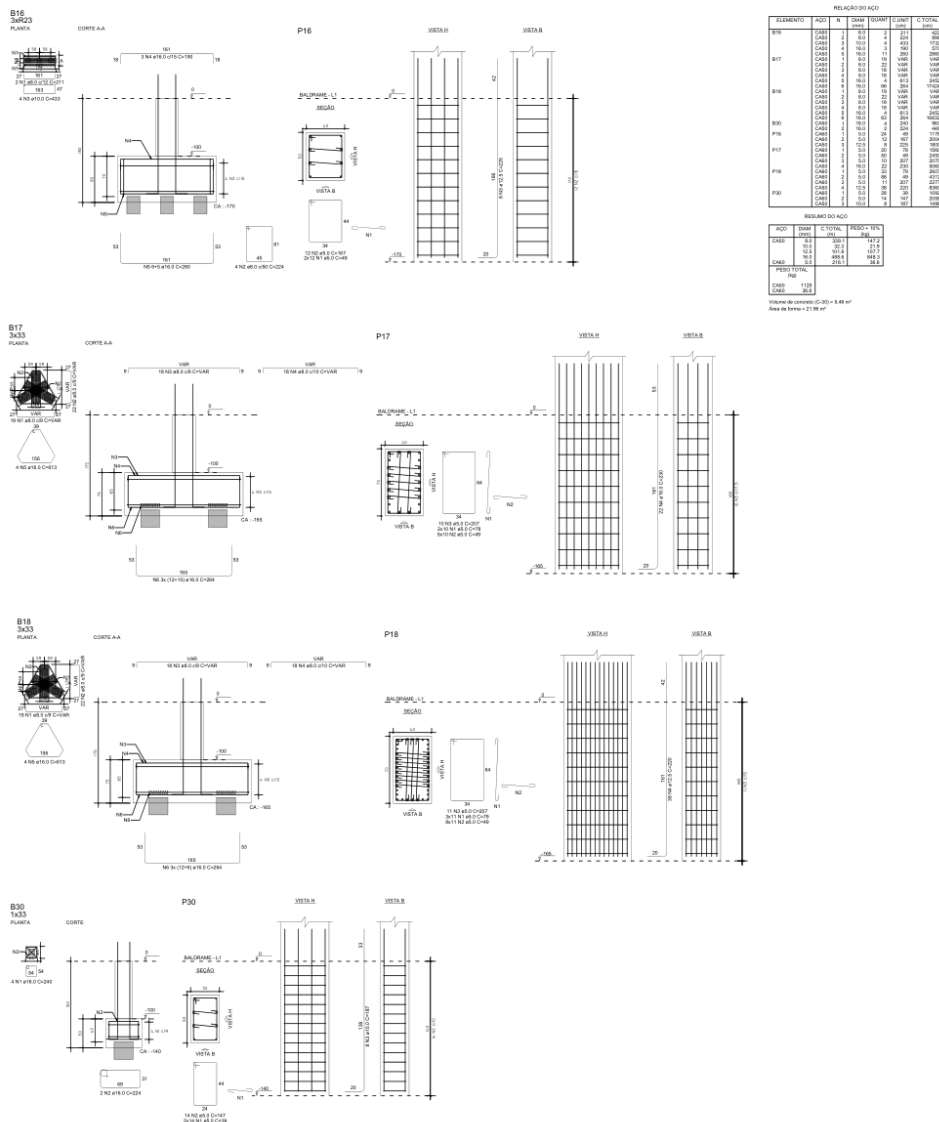






NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.

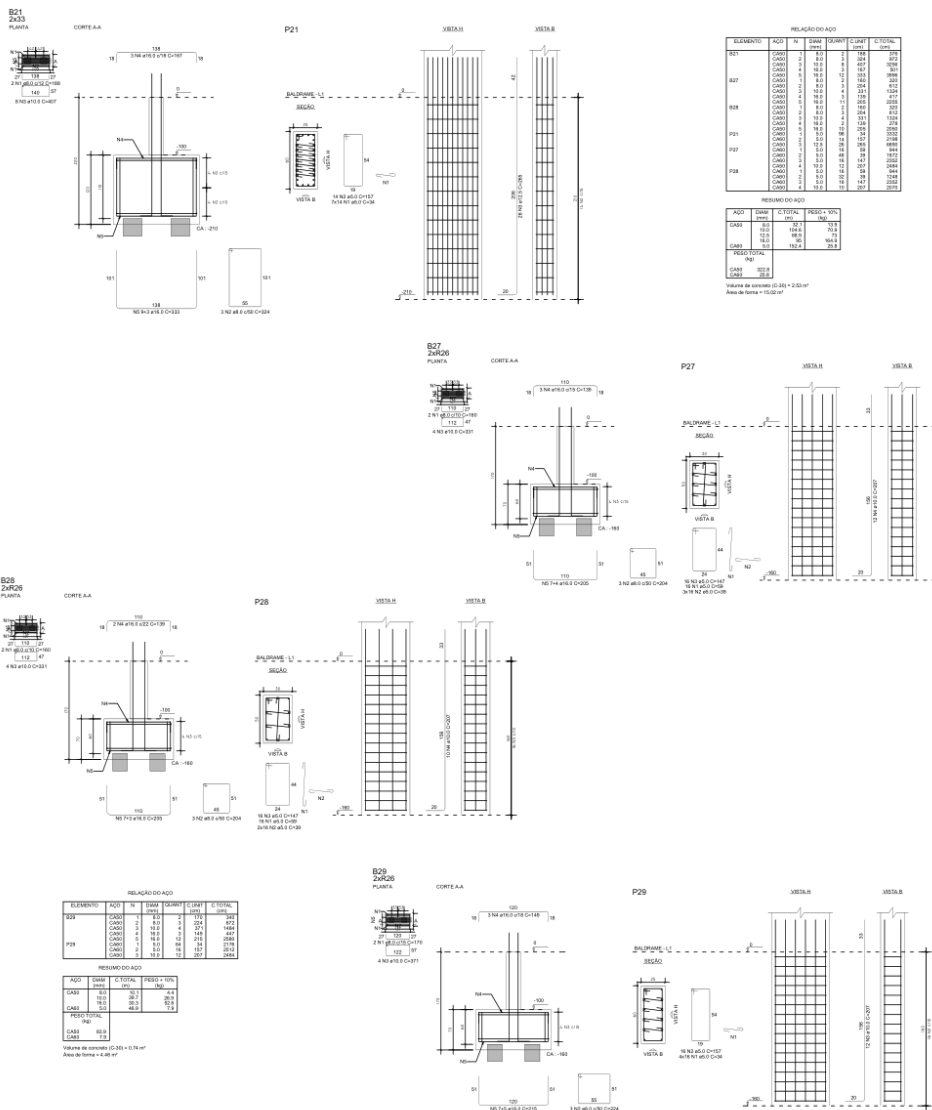


TÍTULO: ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 05		
OBRA: CONSTRUÇÃO DE UM PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS
ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ		DESENHO: CIV-TCC-003
REVISÃO: EMISSÃO INICIAL	DATA: 18/10/2023	FOLHA: 10/12 ESCALA: S/ESCALA



NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO: ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 07	
OBRA: CONSTRUÇÃO DE UM PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR	Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS
ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ	DESENHO: CIV-TCC-003
REVISÃO: EMISSÃO INICIAL	DATA: 18/10/2023
	FOLHA: 12/12 ESCALA: S/ESCALA

## APÊNDICE E - Planilha orçamentária para fundação estaca pré-moldada.

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA FUNDAÇÃO ESTACA PRÉ-MOLDADA								
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID	COEFICIENTE	PREÇO UNITÁRIO	TOTAL	
<b>1</b>	<b>FUNDAÇÃO</b>						<b>R\$</b>	<b>320.583,29</b>
<b>1.1</b>	<b>ESTACA PRÉ - MOLDADA</b>						<b>R\$</b>	<b>206.613,44</b>
1.1.1	-	MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA ESTACA CRAVADA DMT ATÉ 50 KM	PRÓPRIA	VB	1,0000	R\$ 7.000,00	R\$ 7.000,00	
-	EQ	TAXA DE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA ESTACA CRAVADA DMT ATÉ 50 KM	-	VB	1,0000	R\$ 7.000,00	R\$ 7.000,00	
1.1.2	-	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO SEÇÃO QUADRADA 33X33CM (EXCLUSIVEM ENEMDA, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO), AF_12/2019	PRÓPRIA	M	400,0000	R\$ 411,63	R\$ 164.650,65	
89218	EQ	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHI DIURNO. AF_11/2014	SINAPI	CHI	0,7106	R\$ 103,36	R\$ 73,45	
89843	EQ	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHP DIURNO. AF_11/2014	SINAPI	CHP	0,3553	R\$ 210,64	R\$ 74,84	
10997	MA	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	SINAPI	KG	0,4120	R\$ 39,90	R\$ 16,44	
2306308	MA	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO PROTENDIDA SEÇÃO 33X33CM	SICRO NOVO RJ	M	1,1000	R\$ 154,94	R\$ 170,43	
38539	MA	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1777	R\$ 40,43	R\$ 7,18	
90778	MO	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0590	R\$ 117,01	R\$ 6,90	
88316	MO	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	1,0700	R\$ 24,51	R\$ 26,23	
88317	MO	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	1,0700	R\$ 33,78	R\$ 36,14	
1.1.3	-	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO SEÇÃO QUADRADA 26X26CM (EXCLUSIVEM ENEMDA, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO), AF_12/2019	PRÓPRIA	M	120,0000	R\$ 197,94	R\$ 23.752,35	
89218	EQ	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHI DIURNO. AF_11/2014	SINAPI	CHI	0,2369	R\$ 103,36	R\$ 24,48	
89843	EQ	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHP DIURNO. AF_11/2014	SINAPI	CHP	0,1184	R\$ 210,64	R\$ 24,95	
10997	MA	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	SINAPI	KG	0,1373	R\$ 39,90	R\$ 5,48	
2306306	MA	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO PROTENDIDA SEÇÃO 26X26CM	SICRO NOVO RJ	M	1,1000	R\$ 106,91	R\$ 117,60	
38539	MA	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0592	R\$ 40,43	R\$ 2,39	
90778	MO	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0197	R\$ 117,01	R\$ 2,30	
88316	MO	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3556	R\$ 24,51	R\$ 8,72	
88317	MO	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3556	R\$ 33,78	R\$ 12,01	
1.1.4	-	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO SEÇÃO QUADRADA 23X23CM (EXCLUSIVEM ENEMDA, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO), AF_12/2019	PRÓPRIA	M	70,0000	R\$ 142,61	R\$ 9.982,63	
89218	EQ	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHI DIURNO. AF_11/2014	SINAPI	CHI	0,1316	R\$ 103,36	R\$ 13,60	
89843	EQ	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHP DIURNO. AF_11/2014	SINAPI	CHP	0,0658	R\$ 210,64	R\$ 13,86	
10997	MA	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	SINAPI	KG	0,0763	R\$ 39,90	R\$ 3,04	
2306304	MA	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO PROTENDIDA SEÇÃO 23X23CM	SICRO NOVO RJ	M	1,1000	R\$ 89,08	R\$ 97,99	
38539	MA	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0329	R\$ 40,43	R\$ 1,33	
90778	MO	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0109	R\$ 117,01	R\$ 1,28	
88316	MO	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1974	R\$ 24,51	R\$ 4,84	
88317	MO	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1974	R\$ 33,78	R\$ 6,67	
1.1.5	95603	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE ATÉ 40 CM. AF_05/2021	SINAPI	UNID	59,0000	R\$ 20,81	R\$ 1.227,80	
102274	EQ	MARTELO DEMOLIDOR ELÉTRICO, COM POTÊNCIA DE 2.000 W, 1.000 IMPACTOS POR MINUTO, PESO DE 30 KG - CHI DIURNO. AF_01/2021	SINAPI	CHI	0,2003	R\$ 31,55	R\$ 6,32	
102275	EQ	MARTELO DEMOLIDOR ELÉTRICO, COM POTÊNCIA DE 2.000 W, 1.000 IMPACTOS POR MINUTO, PESO DE 30 KG - CHP DIURNO. AF_01/2021	SINAPI	CHP	0,1627	R\$ 34,38	R\$ 5,59	
88316	MO	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3630	R\$ 24,51	R\$ 8,90	
<b>1.2</b>	<b>BLOCOS DE COROAMENTO</b>						<b>R\$</b>	<b>113.969,85</b>
1.2.1	96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÓRMAS). AF_06/2017	SINAPI	M3	28,1000	R\$ 47,04	R\$ 1.321,91	
5679	EQ	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRACÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHI DIURNO. AF_06/2014	SINAPI	CHI	0,0850	R\$ 67,79	R\$ 5,76	
5678	EQ	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRACÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHP DIURNO. AF_06/2014	SINAPI	CHP	0,2080	R\$ 145,96	R\$ 30,36	
88309	MO	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	M3	0,2250	R\$ 31,00	R\$ 6,98	
88316	MO	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1610	R\$ 24,51	R\$ 3,95	

1.2.2	96537	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÓRMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E=17 MM, 2 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	SINAPI	M2	96,6000	R\$	229,86	R\$	22.204,01
	91693	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHI DIURNO. AF_08/2015	SINAPI	CHI	0,1120	R\$	34,44	R\$	3,86
	91692	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHP DIURNO. AF_08/2015	SINAPI	CHP	0,0440	R\$	35,96	R\$	1,58
	1358	CHAPA/PAINEL DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA (MADEIRITE RESINADO ROSA) PARA FORMA DE CONCRETO, DE 2200 x 1100 MM, E = 17 MM	SINAPI	M2	0,6290	R\$	53,74	R\$	33,80
	2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM AGUA	SINAPI	L	0,0100	R\$	6,31	R\$	0,06
	4491	PONTALETE *7,5 X 7,5* CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	SINAPI	M	2,9250	R\$	8,68	R\$	25,39
	20247	PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA 15 X 15 (1 1/4 X 13)	SINAPI	KG	0,0210	R\$	24,27	R\$	0,51
	5073	PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA 17 X 24 (2 1/4 X 11)	SINAPI	KG	0,0640	R\$	22,34	R\$	1,43
	40304	PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	SINAPI	KG	0,0270	R\$	27,06	R\$	0,73
	4517	SARRAFO *2,5 X 7,5* CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	SINAPI	M	3,2700	R\$	3,04	R\$	9,94
	6169	TABUA NAO APARELHADA *2,5 X 30* CM, EM MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	SINAPI	M	1,1300	R\$	43,31	R\$	48,94
	88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,9540	R\$	25,45	R\$	24,28
	88262	MO CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	2,5740	R\$	30,82	R\$	79,33
1.2.3	96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, ESPESSURA DE 5 CM. AF_08/2017	SINAPI	M2	35,0000	R\$	32,66	R\$	1.143,04
	88309	MO PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3106	R\$	31,00	R\$	9,63
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0847	R\$	24,51	R\$	2,08
	94988	SER CONCRETO MAGRO PARA LASTRO, TRAÇO 1:4,5:4,5 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 600 L. AF_05/2021	SINAPI	M3	0,0565	R\$	370,86	R\$	20,95
1.2.4	96557	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	SINAPI	M3	28,1000	R\$	685,99	R\$	19.276,39
	90567	EQ VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHI	0,0930	R\$	0,44	R\$	0,04
	90586	EQ VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHP	0,0880	R\$	1,31	R\$	0,12
	1525	MA CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBAMENTO (DISPONIBILIZAÇÃO DE BOMBA), SEM O LANÇAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	1,1500	R\$	575,00	R\$	661,25
	88309	MO PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3630	R\$	31,00	R\$	11,25
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,5440	R\$	24,51	R\$	13,33
1.2.5	96549	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	SINAPI	KG	197,8000	R\$	12,99	R\$	2.570,08
	43132	MA ARAME RECOZIDO 18 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,1360	R\$	0,22	R\$	0,03
	88238	MO AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0120	R\$	24,17	R\$	0,29
	88245	MO ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0365	R\$	30,14	R\$	1,10
	92806	SER CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 20,0 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	10,79	R\$	10,79
1.2.6	96548	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	SINAPI	KG	3.437,3000	R\$	11,67	R\$	40.784,77
	43132	MA ARAME RECOZIDO 18 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,1975	R\$	0,22	R\$	0,04
	88238	MO AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0160	R\$	24,17	R\$	0,39
	88245	MO ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0495	R\$	30,14	R\$	1,49
	92805	SER CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 16 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	9,16	R\$	9,16
1.2.7	96547	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	SINAPI	KG	712,3000	R\$	12,67	R\$	9.026,14
	43132	MA ARAME RECOZIDO 18 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,3060	R\$	0,22	R\$	0,07
	88238	MO AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0220	R\$	24,17	R\$	0,53
	88245	MO ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0680	R\$	30,14	R\$	2,05
	92804	SER CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12,5 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	9,24	R\$	9,24

1.2.8	96546	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	SINAPI	KG	347,4000	R\$	15,04	R\$	5.224,57
	43132	MA ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,4655	R\$	0,22	R\$	0,10
	88238	MO AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0290	R\$	24,17	R\$	0,70
	88245	MO ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0890	R\$	30,14	R\$	2,68
	92803	SER CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10,0 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	10,77	R\$	10,77
1.2.9	96545	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	SINAPI	KG	506,6000	R\$	17,00	R\$	8.646,24
	43132	MA ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,7240	R\$	0,22	R\$	0,16
	88238	MO AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0375	R\$	24,17	R\$	0,91
	88245	MO ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1155	R\$	30,14	R\$	3,48
	92800	SER CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 8,0 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	11,67	R\$	11,67
1.2.10	-	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 6,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	PRÓPRIA	KG	267,0000	R\$	14,13	R\$	3.772,71
	43132	MA ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	1,1900	R\$	0,22	R\$	0,26
	88238	MO AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0175	R\$	24,17	R\$	0,42
	88245	MO ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1069	R\$	30,14	R\$	3,22
	-	SER CORTE E DOBRA DE AÇO CA-60, DIÂMETRO DE 6,0 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	9,44	R\$	9,44
<b>CUSTO TOTAL DO ORÇAMENTO</b>								<b>R\$</b>	<b>320.583,29</b>

Fonte: Autores, 2023.

## APÊNDICE F - Planilha orçamentária para fundação estaca hélice contínua.

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA FUNDAÇÃO ESTACA HÉLICE CONTÍNUA								
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID	COEFICIENTE	PREÇO UNITÁRIO	TOTAL	
1	<b>FUNDAÇÃO</b>						R\$	457.007,88
1.1	<b>ESTACA HÉLICE CONTÍNUA</b>						R\$	215.769,77
1.1.1	-	MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA ESTACA CRAVADA DMT ATÉ 50 KM	PRÓPRIA	VB	1,0000	R\$ 15.000,00	R\$ 15.000,00	
	-	EQ TAXA DE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA ESTACA CRAVADA DMT ATÉ 50 KM	-	VB	1,0000	R\$ 15.000,00	R\$ 15.000,00	
1.1.2	-	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 60 CM, INCLUSIVE CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_12/2019_PA (N)	PRÓPRIA	M	240,0000	R\$ 426,81	R\$ 102.433,36	
	90675	EQ PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 288 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHI	0,0786	R\$ 313,92	R\$ 24,67	
	90674	EQ PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 288 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHP	0,0344	R\$ 719,09	R\$ 24,74	
	00043360	MA CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 220 +/- 30 MM, EXCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	0,3922	R\$ 700,00	R\$ 274,54	
	90776	MO ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1180	R\$ 40,43	R\$ 4,77	
	90778	MO ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0200	R\$ 117,01	R\$ 2,34	
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3265	R\$ 24,51	R\$ 8,00	
	100973	SER CARGA, MANOBRÁ 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	SINAPI	M3	0,4500	R\$ 9,30	R\$ 4,19	
	95579	SER MONTAGEM DE ARMADURA DE ESTACAS, DIÂMETRO = 16,0 MM. AF_09/2021_PS	SINAPI	KG	5,0236	R\$ 14,38	R\$ 72,24	
	95584	SER MONTAGEM DE ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,30 MM. AF_09/2021_PS	SINAPI	KG	0,6800	R\$ 16,17	R\$ 11,00	
	97913	SER TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M³, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO (UNIDADE: M3XKM). AF_07/2020	SINAPI	M3XKM	0,0986	R\$ 3,26	R\$ 0,32	
1.1.3	100653	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 50 CM, INCLUSIVE CONCRETO FCK=30MPA E ARMADURA MÍNIMA (EXCLUSIVE BOMBEAMENTO, MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO). AF_12/2019_PA (M)	SINAPI	M	310,0000	R\$ 311,31	R\$ 96.505,11	
	90675	EQ PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 288 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHI DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHI	0,0727	R\$ 313,92	R\$ 22,82	
	90674	EQ PERFURATRIZ COM TORRE METÁLICA PARA EXECUÇÃO DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, PROFUNDIDADE MÁXIMA DE 30 M, DIÂMETRO MÁXIMO DE 800 MM, POTÊNCIA INSTALADA DE 288 HP, MESA ROTATIVA COM TORQUE MÁXIMO DE 170 KNM - CHP DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHP	0,0296	R\$ 719,09	R\$ 21,29	
	00043360	MA CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 220 +/- 30 MM, EXCLUI SERVIÇO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	0,2776	R\$ 700,00	R\$ 194,32	
	90776	MO ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1023	R\$ 40,43	R\$ 4,14	
	90778	MO ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0192	R\$ 117,01	R\$ 2,25	
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3070	R\$ 24,51	R\$ 7,52	
	100973	SER CARGA, MANOBRÁ 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	SINAPI	M3	0,2576	R\$ 9,30	R\$ 2,40	
	95579	SER MONTAGEM DE ARMADURA DE ESTACAS, DIÂMETRO = 16,0 MM. AF_09/2021_PS	SINAPI	KG	3,3641	R\$ 14,38	R\$ 48,38	
	95584	SER MONTAGEM DE ARMADURA TRANSVERSAL DE ESTACAS DE SEÇÃO CIRCULAR, DIÂMETRO = 6,30 MM. AF_09/2021_PS	SINAPI	KG	0,4916	R\$ 16,17	R\$ 7,95	
	97913	SER TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M³, EM VIA URBANA EM REVESTIMENTO PRIMÁRIO (UNIDADE: M3XKM). AF_07/2020	SINAPI	M3XKM	0,0773	R\$ 3,26	R\$ 0,25	
1.1.6	95603	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE 41 CM A 60 CM. AF_05/2021	SINAPI	UNID	55,0000	R\$ 33,30	R\$ 1.831,30	
	102274	EQ MARTELO DEMOLIDOR ELÉTRICO, COM POTÊNCIA DE 2.000 W, 1.000 IMPACTOS POR MINUTO, PESO DE 30 KG - CHI DIURNO. AF_01/2021	SINAPI	CHI	0,3205	R\$ 31,55	R\$ 10,11	
	102275	EQ MARTELO DEMOLIDOR ELÉTRICO, COM POTÊNCIA DE 2.000 W, 1.000 IMPACTOS POR MINUTO, PESO DE 30 KG - CHP DIURNO. AF_01/2021	SINAPI	CHP	0,2603	R\$ 34,38	R\$ 8,99	
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,5808	R\$ 24,51	R\$ 14,24	

1.2 BLOCOS DE COROAMENTO								R\$ 241.238,11	
1.2.1	96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÓRMAS). AF_06/2017	SINAPI	M3	109,8200	R\$	47,04	R\$	5.166,26
	5679	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRACÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP. CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHI DIURNO. AF_06/2014	SINAPI	CHI	0,0850	R\$	67,79	R\$	5,76
	5678	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRACÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP. CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHP DIURNO. AF_06/2014	SINAPI	CHP	0,2080	R\$	145,96	R\$	30,36
	88309	MO PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	M3	0,2250	R\$	31,00	R\$	6,98
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1610	R\$	24,51	R\$	3,95
1.2.2	96537	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÓRMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E=17 MM. 2 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	SINAPI	M2	213,6300	R\$	229,86	R\$	49.103,97
	91693	EQ SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP. COM COIFA PARA DISCO 10" - CHI DIURNO. AF_08/2015	SINAPI	CHI	0,1120	R\$	34,44	R\$	3,86
	91692	EQ SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP. COM COIFA PARA DISCO 10" - CHP DIURNO. AF_08/2015	SINAPI	CHP	0,0440	R\$	35,96	R\$	1,58
	1358	MA CHAPA/PAINEL DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA (MADEIRITE RESINADO ROSA) PARA FORMA DE CONCRETO, DE 2200 x 1100 MM, E = 17 MM	SINAPI	M2	0,6290	R\$	53,74	R\$	33,80
	2692	MA DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM AGUA	SINAPI	L	0,0100	R\$	6,31	R\$	0,06
	4491	MA PONTALETE '7,5 X 7,5' CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	SINAPI	M	2,9250	R\$	8,68	R\$	25,39
	20247	MA PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA 15 X 15 (1 1/4 X 13)	SINAPI	KG	0,0210	R\$	24,27	R\$	0,51
	5073	MA PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA 17 X 24 (2 1/4 X 11)	SINAPI	KG	0,0640	R\$	22,34	R\$	1,43
	40304	MA PREGO DE AÇO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	SINAPI	KG	0,0270	R\$	27,06	R\$	0,73
	4517	MA SARRAFO '2,5 X 7,5' CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	SINAPI	M	3,2700	R\$	3,04	R\$	9,94
	6189	MA TABUA NAO APARELHADA '2,5 X 30' CM. EM MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	SINAPI	M	1,1300	R\$	43,31	R\$	48,94
	88239	MO AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,9540	R\$	25,45	R\$	24,28
	88262	MO CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	2,5740	R\$	30,82	R\$	79,33
1.2.3	96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, ESPESURA DE 5 CM. AF_08/2017	SINAPI	M2	97,8000	R\$	32,66	R\$	3.193,97
	88309	MO PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3106	R\$	31,00	R\$	9,63
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0847	R\$	24,51	R\$	2,08
	94968	SER CONCRETO MAGRO PARA LASTRO, TRACO 1:4,5:4,5 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 600 L. AF_05/2021	SINAPI	M3	0,0565	R\$	370,86	R\$	20,95
1.2.4	96557	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMÉS, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_06/2017	SINAPI	M3	109,8200	R\$	685,99	R\$	75.335,71
	90587	EQ VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHI	0,0930	R\$	0,44	R\$	0,04
	90586	EQ VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	SINAPI	CHP	0,0880	R\$	1,31	R\$	0,12
	1525	MA CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBAMENTO (DISPONIBILIZAÇÃO DE BOMBA), SEM O LANÇAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	1,1500	R\$	575,00	R\$	661,25
	88309	MO PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,3630	R\$	31,00	R\$	11,25
	88316	MO SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,5440	R\$	24,51	R\$	13,33
1.2.5	96550	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	SINAPI	KG	71,2000	R\$	12,58	R\$	895,94
	43132	MA ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLÁSTICO, PARA VERGALHAO '4,2 A 12,5' MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,0960	R\$	0,22	R\$	0,02
	88238	MO AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0085	R\$	24,17	R\$	0,21
	88245	MO ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0260	R\$	30,14	R\$	0,78
	92798	SER CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 25,0 MM. AF_08/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	10,79	R\$	10,79

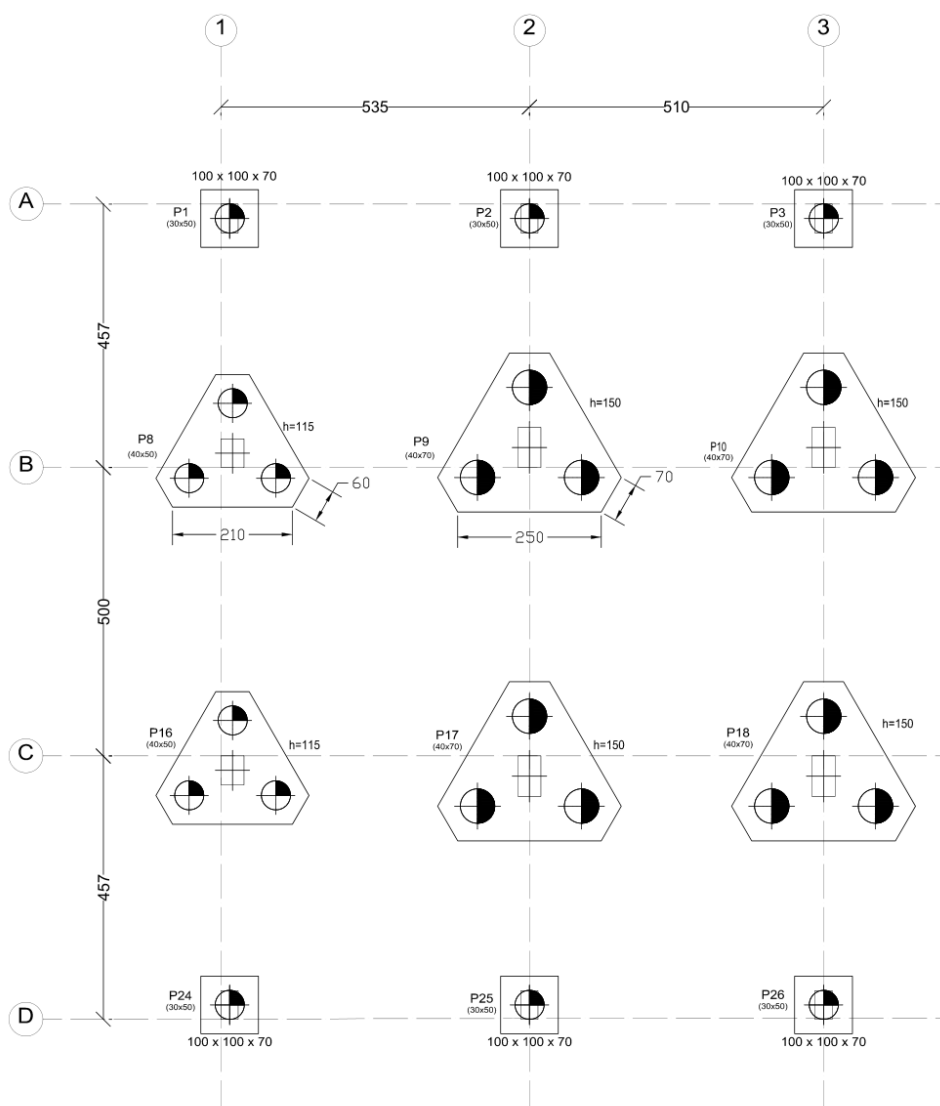
1.2.6	96549	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20 MM - MONTAGEM. AF_06/2017		SINAPI	KG	1.352,0000	R\$	12,99	R\$	17.566,87
	43132	MA	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,1380	R\$	0,22	R\$	0,03
	88238	MO	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0120	R\$	24,17	R\$	0,29
	88245	MO	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0385	R\$	30,14	R\$	1,10
	92806	SER	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 20,0 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	10,79	R\$	10,79
1.2.7	96548	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16 MM - MONTAGEM. AF_06/2017		SINAPI	KG	4.407,2000	R\$	11,87	R\$	52.292,97
	43132	MA	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,1975	R\$	0,22	R\$	0,04
	88238	MO	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0180	R\$	24,17	R\$	0,39
	88245	MO	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0495	R\$	30,14	R\$	1,49
	92805	SER	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 16 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	9,16	R\$	9,16
1.2.8	96547	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_06/2017		SINAPI	KG	958,3000	R\$	12,67	R\$	12.143,41
	43132	MA	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,3060	R\$	0,22	R\$	0,07
	88238	MO	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0220	R\$	24,17	R\$	0,53
	88245	MO	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0680	R\$	30,14	R\$	2,05
	92804	SER	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12,5 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	9,24	R\$	9,24
1.2.8	96546	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017		SINAPI	KG	1.500,5000	R\$	15,04	R\$	22.586,09
	43132	MA	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,4655	R\$	0,22	R\$	0,10
	88238	MO	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0290	R\$	24,17	R\$	0,70
	88245	MO	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0890	R\$	30,14	R\$	2,68
	92803	SER	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10,0 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	10,77	R\$	10,77
1.2.9	96545	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8 MM - MONTAGEM. AF_06/2017		SINAPI	KG	21,4000	R\$	17,00	R\$	363,80
	43132	MA	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	0,7240	R\$	0,22	R\$	0,16
	88238	MO	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0375	R\$	24,17	R\$	0,91
	88245	MO	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1155	R\$	30,14	R\$	3,48
	92800	SER	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 8,0 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	11,67	R\$	11,67
1.2.10	96544	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_09/2017		SINAPI	KG	141,1000	R\$	18,49	R\$	2.609,01
	43132	MA	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	SINAPI	KG	0,0250	R\$	31,33	R\$	0,78
	39017	MA	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO "4,2 A 12,5" MM, COBRIMENTO 20 MM	SINAPI	UNID	1,1900	R\$	0,22	R\$	0,26
	88238	MO	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,0490	R\$	24,17	R\$	1,18
	88245	MO	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	SINAPI	H	0,1510	R\$	30,14	R\$	4,55
	92801	SER	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6,3 MM. AF_06/2022	SINAPI	KG	1,0000	R\$	11,71	R\$	11,71
<b>CUSTO TOTAL DO ORÇAMENTO</b>									<b>R\$</b>	<b>457.007,88</b>

Fonte: Autores, 2023.

## APÊNDICE G - Projeto da fundação estaca hélice contínua.

### NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.

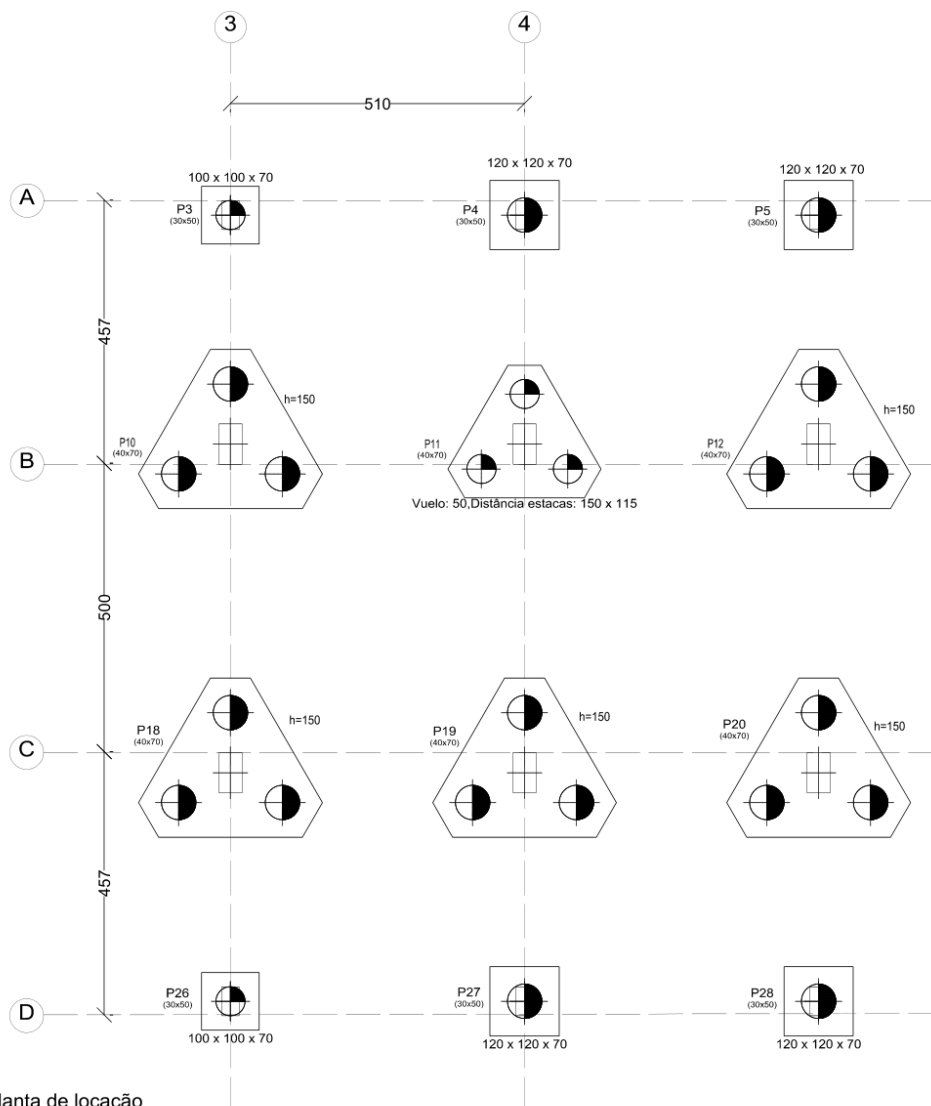


Planta de locação

TÍTULO: ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 01 – FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA		
OBRA: CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS
ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ		DESENHO: CIV-TCC-002
REVISÃO: EMISSÃO INICIAL	DATA: 18/10/2023	FOLHA: 01/13 ESCALA: S/ESCALA

NOTAS:

1 - TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



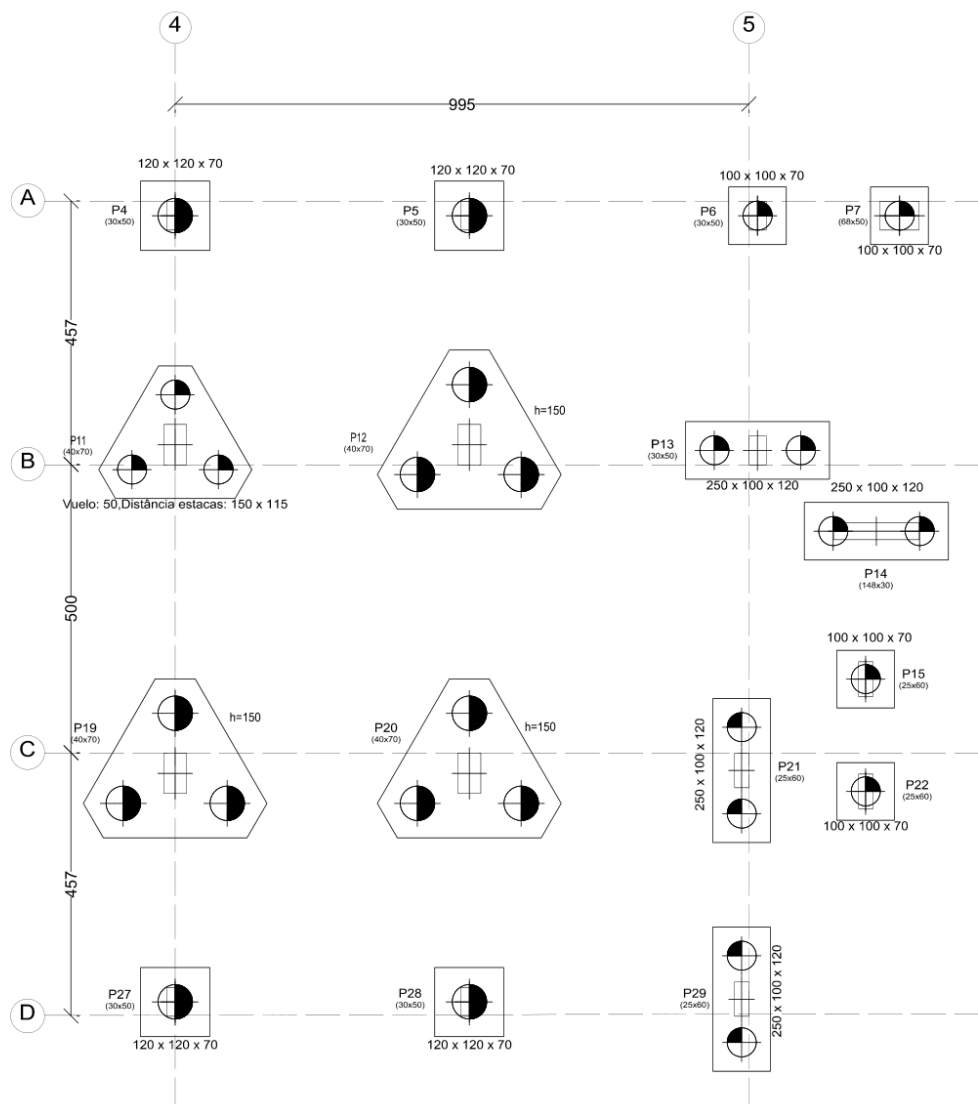
Planta de locação

TÍTULO:  
 ENGENHARIA CIVIL  
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO - TCC  
 PROJETO ESTRUTURAL - PLANTA DE LOCAÇÃO 02 - FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA  
 HÉLICE CONTÍNUA

OBRA: CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ		DESENHO:  CIV-TCC-002	FOLHA: 02/13
REVISÃO: EMISSÃO INICIAL	DATA: 18/10/2023		ESCALA: S/ESCALA

NOTAS:

1 - TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



Planta de locação

TÍTULO: ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO - TCC PROJETO ESTRUTURAL - PLANTA DE LOCAÇÃO 03 - FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA			
OBRA: CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ		DESENHO: CIV-TCC-002	FOLHA: 03/13
REVISÃO: EMISSÃO INICIAL	DATA: 18/10/2023		ESCALA: S/ESCALA

NOTAS:

1 - TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.

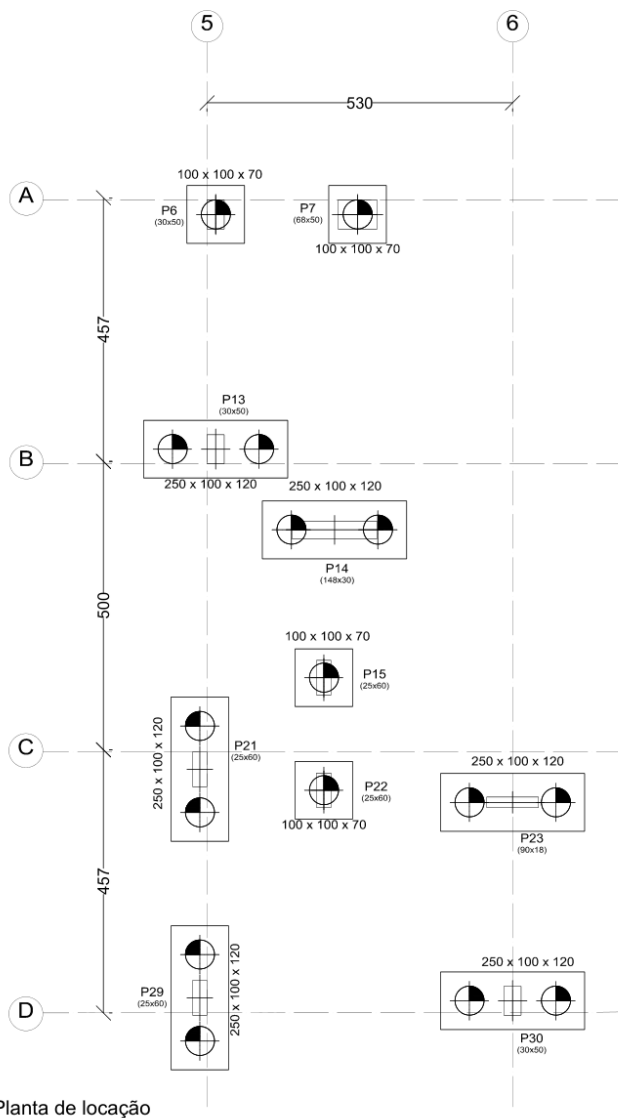


Tabela de Estaca

<p>HC60</p> <p>Concreto circular: #60.0 cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 170.0 t Capacidade de carga em combinações acidentais: 170.0 t</p>
<p>HC50</p> <p>Concreto circular: #50.0 cm Capacidade de carga em combinações permanentes: 117.0 t Capacidade de carga em combinações acidentais: 117.0 t</p>

Planta de localização

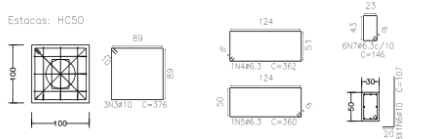
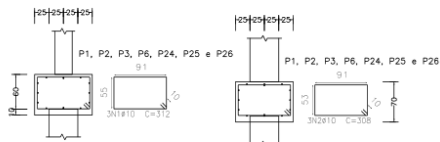
TÍTULO:  
 ENGENHARIA CIVIL  
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
 PROJETO ESTRUTURAL – PLANTA DE LOCAÇÃO 04 – FUNDAÇÃO PROFUNDA ESTACA  
 HÉLICE CONTÍNUA

OBRA: CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO: VOLTA REDONDA/RJ		DESENHO:  CIV-TCC-002	FOLHA: 04/13
REVISÃO: EMISSÃO INICIAL	DATA: 18/10/2023		ESCALA: S/ESCALA

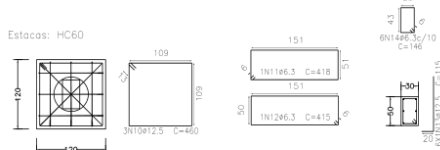
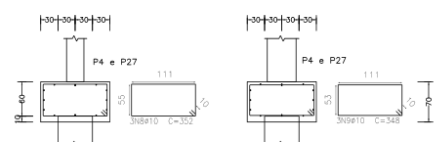
NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.

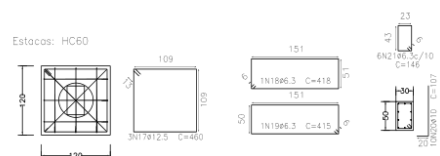
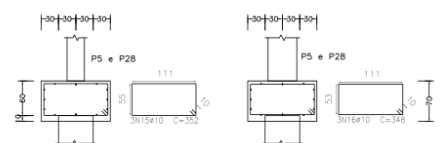
B1, B2, B3, B6, B24, B25 e B26



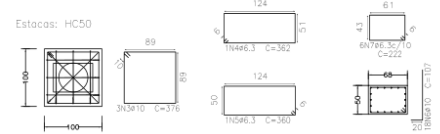
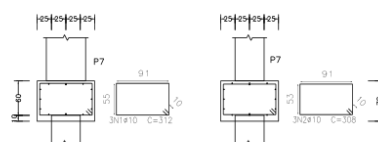
B4 e B27



B5 e B28



B7



Elemento	Pos.	Diam.	Q	Deb. (cm)	Reta (cm)	Deb. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
B1+B2+B3+B6 B24+B25+B26	1	Ø10	3	312	312	312	936	5.8		
	2	Ø10	3	308	308	308	924	5.7		
	3	Ø10	3	376	376	376	1128	7.0		
	4	Ø6.3	1	362	362	362	362	0.9		
	5	Ø6.3	1	360	360	360	360	0.9		
	6	Ø10	8	20	87	107	856	5.3		
	7	Ø6.3	6	146	146	146	438	2.1		
Total:									27.7	
(x7):									193.9	
B4+B27	8	Ø10	3	352	352	352	1056	6.5		
	9	Ø10	3	348	348	348	1044	6.4		
	10	Ø12.5	3	460	460	460	1380	13.3		
	11	Ø6.3	1	418	418	418	418	1.0		
	12	Ø6.3	1	415	415	415	415	1.0		
	13	Ø12.5	6	20	95	115	690	6.6		
	14	Ø6.3	6	146	146	146	438	2.1		
Total:									36.9	
(x2):									73.80	

Elemento	Pos.	Diam.	Q	Deb. (cm)	Reta (cm)	Deb. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
B5+B28	15	Ø10	3	352	352	352	1056	6.5		
	16	Ø10	3	348	348	348	1044	6.4		
	17	Ø12.5	3	460	460	460	1380	13.3		
	18	Ø6.3	1	418	418	418	418	1.0		
	19	Ø6.3	1	415	415	415	415	1.0		
	20	Ø10	18	20	87	107	1070	6.6		
	21	Ø6.3	6	146	146	146	438	2.1		
Total:									36.9	
(x2):									73.80	
B7	1	Ø10	3	312	312	312	936	5.8		
	2	Ø10	3	308	308	308	924	5.7		
	3	Ø10	3	376	376	376	1128	7.0		
	4	Ø6.3	1	362	362	362	362	0.9		
	5	Ø6.3	1	360	360	360	360	0.9		
	6	Ø10	18	20	87	107	856	5.3		
	7	Ø6.3	6	222	222	222	666	3.3		
Total:									35.5	

TÍTULO:

ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC  
PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 01

OBRA:

CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR

Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS

ENDEREÇO:

VOLTA REDONDA/RJ

DESENHO:

CIV-TCC-002

REVISÃO:

EMIÇÃO INICIAL

DATA:

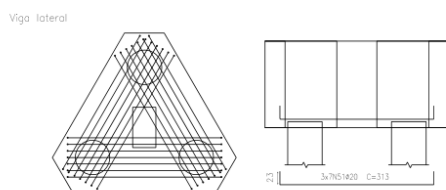
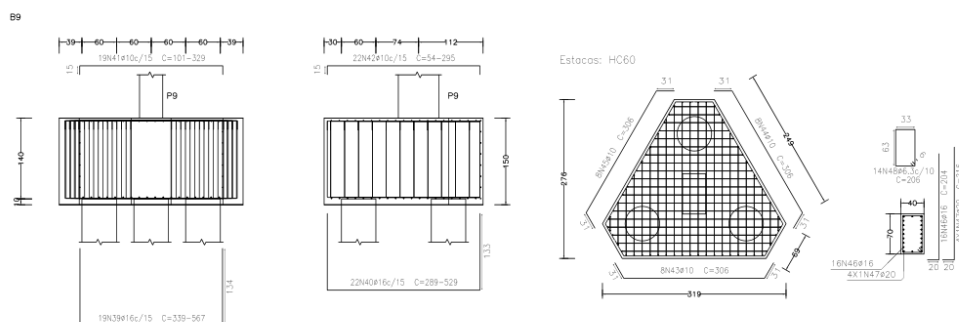
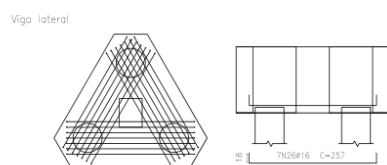
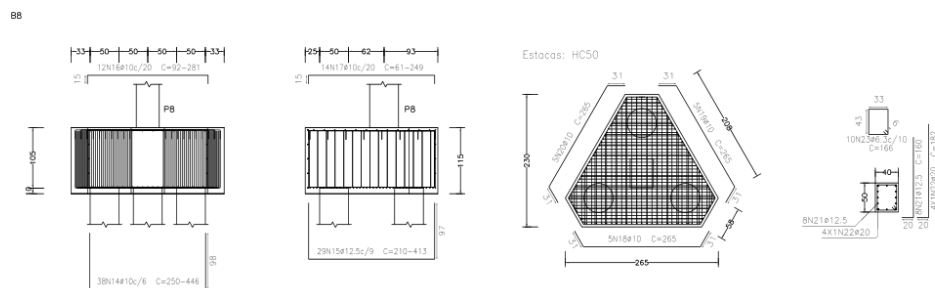
18/10/2023

FOLHA:  
05/13

ESCALA:  
S/ESCALA

NOTAS:

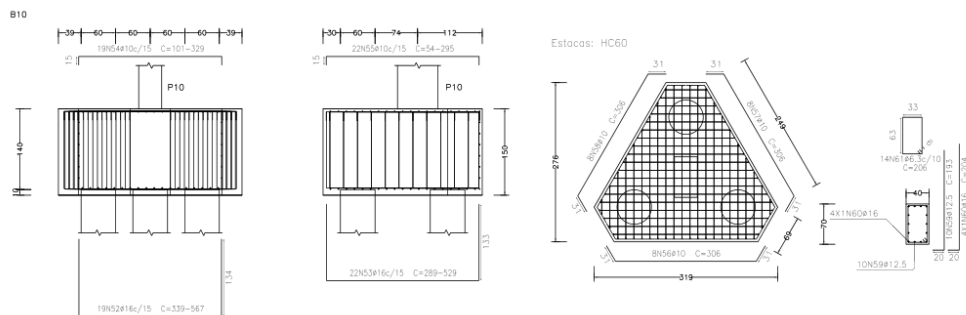
1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



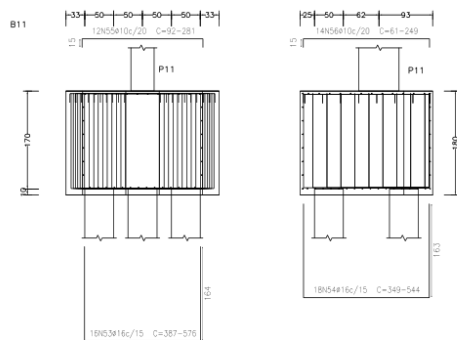
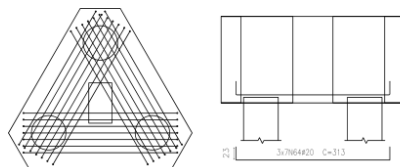
TÍTULO:			
ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 02			
OBRA:		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO:		DESENHO:	FOLHA:
VOLTA REDONDA/RJ			06/13
REVISÃO:	DATA:	CIV-TCC-002	ESCALA:
EMIÇÃO INICIAL	18/10/2023		S/ESCALA

NOTAS:

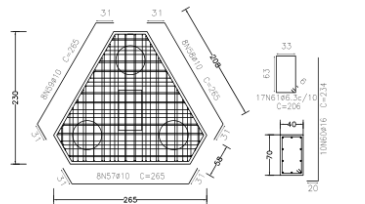
1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



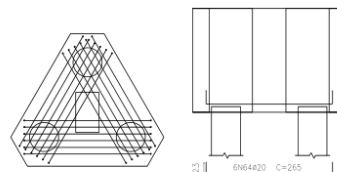
Viga lateral



Estacas: HC50



Viga lateral

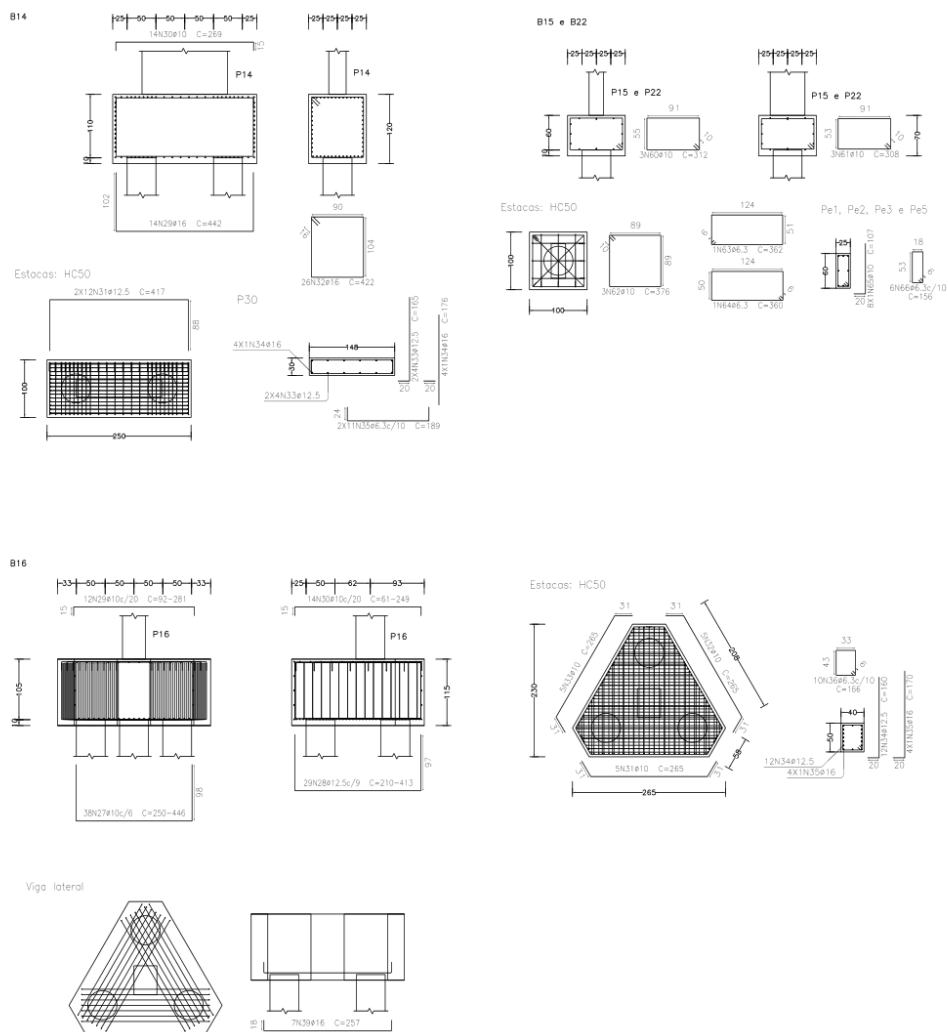


TÍTULO:		ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 03	
OBRA:		CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR	
ENDEREÇO:		VOLTA REDONDA/RJ	
REVISÃO:		EMISSÃO INICIAL	
DATA:		18/10/2023	
Responsáveis Técnicos:		ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
DESENHO:		CIV-TCC-002	
FOLHA:		07/13	
ESCALA:		S/ESCALA	



NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.

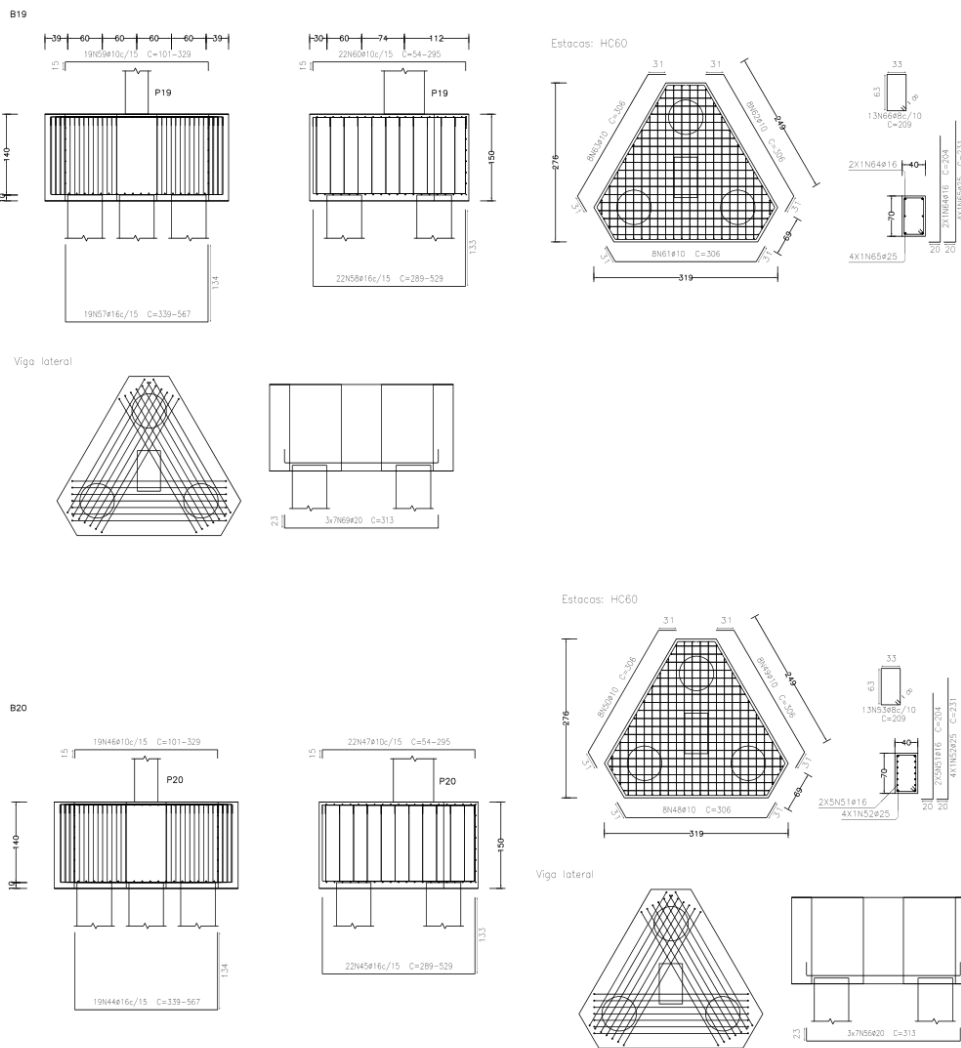


TÍTULO:			
ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 05			
OBRA:		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO:		DESENHO:	FOLHA:
REVISÃO:			ESCALA:
EMISSÃO INICIAL		DATA:	S/ESCALA
		18/10/2023	
		CIV-TCC-002	



NOTAS:

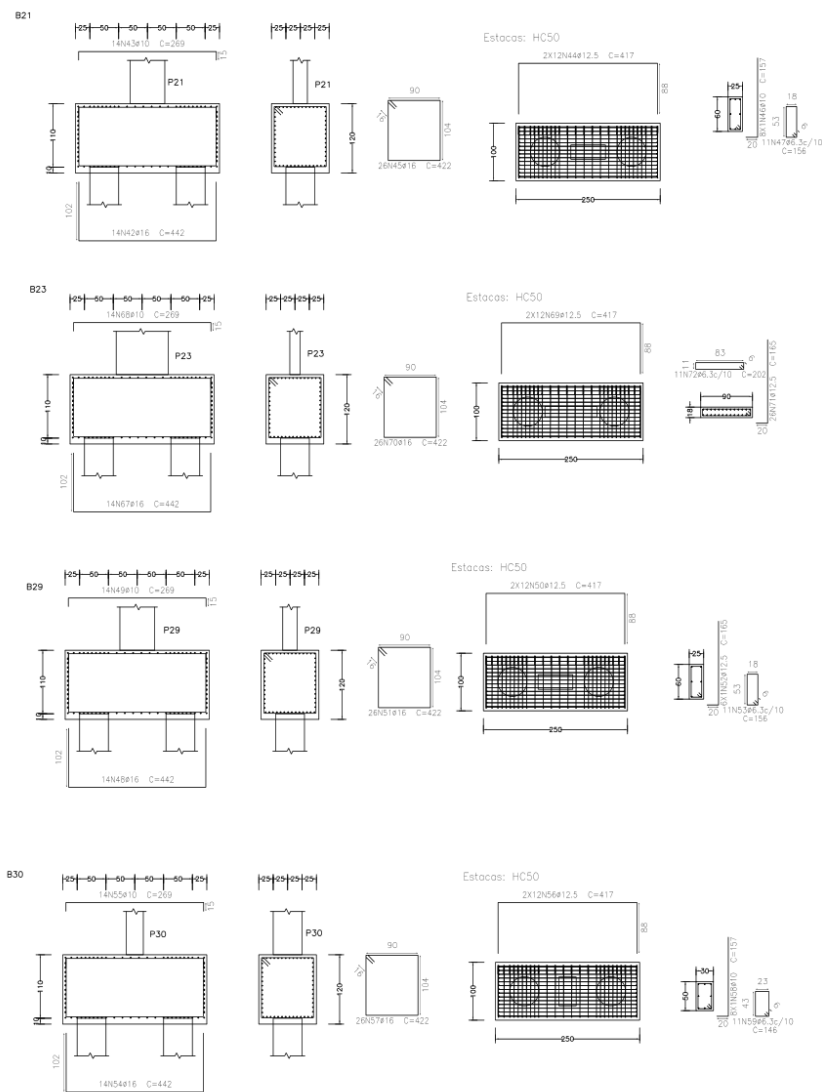
1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:		ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 06	
OBRA:	CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR	Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO:	VOLTA REDONDA/RJ	DESENHO:	CIV-TCC-002
REVISÃO:	EMISSÃO INICIAL	DATA:	18/10/2023
			FOLHA: 11/13 ESCALA: S/ESCALA

NOTAS:

1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.



TÍTULO:			
ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – TCC PROJETO ESTRUTURAL – ARMAÇÃO DE BLOCOS 07			
OBRA:		Responsáveis Técnicos: ANNA HELOISA DINIZ, LUANA COELHO E THALYS MARTINS	
ENDEREÇO:		DESENHO:	FOLHA:
REVISÃO:			ESCALA:
EMISSÃO INICIAL		DATA:	S/ESCALA
		18/10/2023	
		CIV-TCC-002	
			12/13

NOTAS:

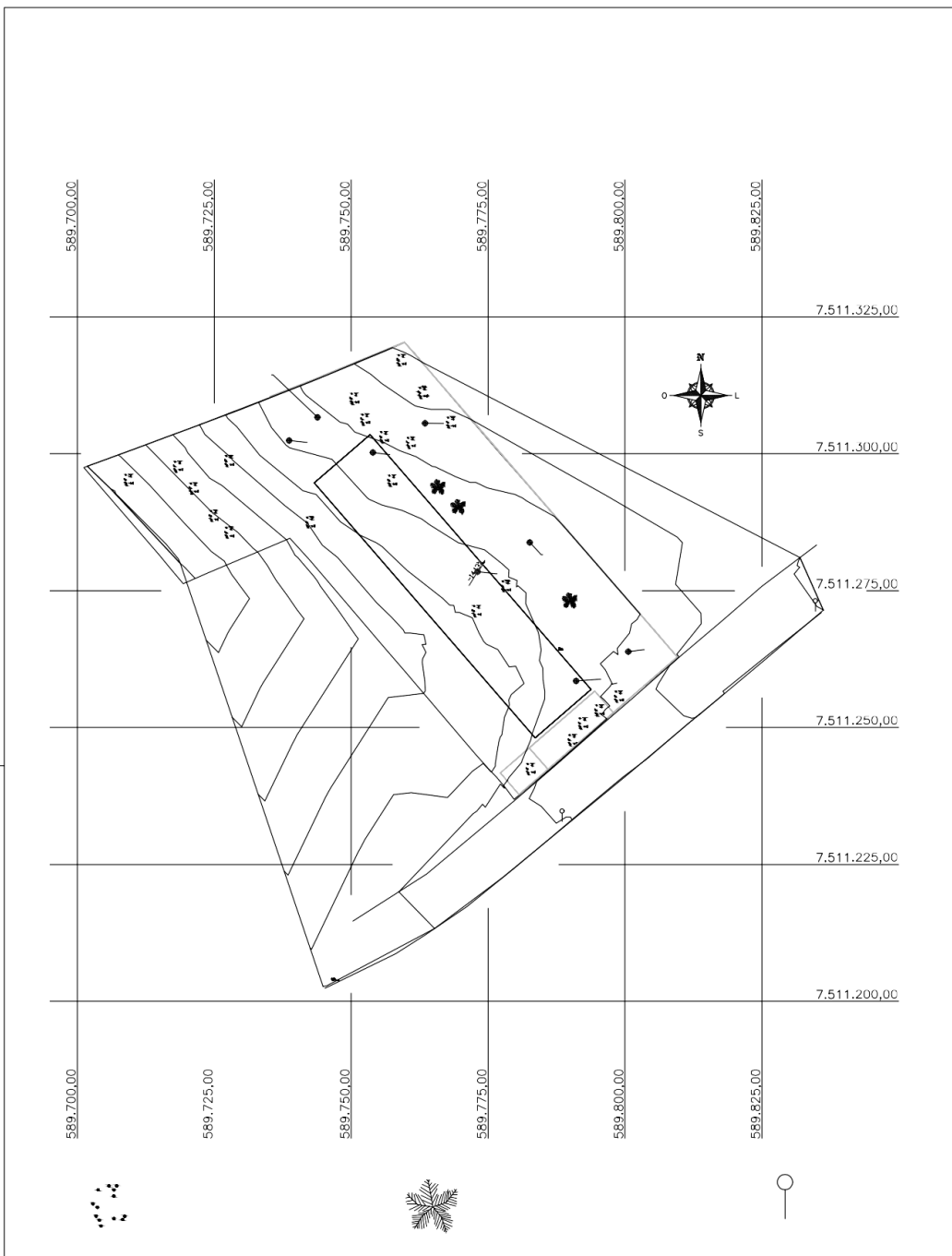
1 – TODAS AS DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO AO CONTRÁRIO.

Elemento	Pos.	Diam.	C	Dob (cm)	Ret (cm)	Dob (cm)	Comp (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
B8	14	Ø10	38	VAR	VAR	13794	85,0				
	15	Ø12,5	29	VAR	VAR	9860	95,0				
	16	Ø10	12	VAR	VAR	2376	14,6				
	17	Ø10	14	VAR	VAR	2464	15,2				
	18	Ø10	5	31	203	31	265	1325	8,2		
	19	Ø10	5	31	203	31	265	1325	8,2		
	20	Ø10	5	31	203	31	265	1325	8,2		
	21	Ø12,5	8	20	140		160	1600	16,5		
	22	Ø20	4	20	162		182	728	18,0		
	23	Ø6,3	10		166		166	1660	4,1		
	24	Ø16	7	18	221	18	257	1799	28,4		
	25	Ø16	7	18	221	18	257	1799	28,4		
	26	Ø16	7	18	221	18	257	1799	28,4		
	Total: 354,0										
	B9	30	Ø16	19	VAR	VAR	8949	141,3			
		40	Ø16	22	VAR	VAR	9702	153,2			
41		Ø10	19	VAR	VAR	4427	27,3				
42		Ø10	22	VAR	VAR	4532	27,9				
43		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
44		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
45		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
46		Ø16	16	20	184	204	3264	51,5			
47		Ø20	4	20	186		216	864	21,3		
48		Ø6,3	14		206		206	2884	7,1		
49		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
50		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
51		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
Total: 636,9											
B10		52	Ø16	19	VAR	VAR	8949	141,3			
		53	Ø16	22	VAR	VAR	9702	153,2			
	54	Ø10	19	VAR	VAR	4427	27,3				
	55	Ø10	22	VAR	VAR	4532	27,9				
	56	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	57	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	58	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	59	Ø12,5	10	20	173		193	1930	18,6		
	60	Ø16	4	20	184	204	3264	51,5			
	61	Ø6,3	14		206		206	2884	7,1		
	62	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	63	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	64	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	Total: 636,9										
	B11	53	Ø16	19	VAR	VAR	8949	141,3			
		54	Ø16	22	VAR	VAR	9702	153,2			
55		Ø10	19	VAR	VAR	4427	27,3				
56		Ø10	22	VAR	VAR	4532	27,9				
57		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
58		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
59		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
60		Ø16	16	20	184	204	3264	51,5			
61		Ø6,3	14		206		206	2884	7,1		
62		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
63		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
64		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
Total: 636,9											
B12		70	Ø16	19	VAR	VAR	8949	141,3			
		71	Ø16	22	VAR	VAR	9702	153,2			
		72	Ø10	19	VAR	VAR	4427	27,3			
	73	Ø10	22	VAR	VAR	4532	27,9				
	74	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	75	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	76	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	77	Ø12,5	4	20	173		193	1930	18,6		
	78	Ø16	12	20	184	204	3264	51,5			
	79	Ø20	4	20	186		216	864	21,3		
	80	Ø6,3	14		206		206	2884	7,1		
	81	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	82	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	83	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	Total: 631,4										
	B13	76	Ø16	15	102	238	102	442	6630	104,7	
77		Ø10	5	15	239	15	269	1348	16,3		
78		Ø12,5	24		417		417	10008	96,4		
79		Ø16	26		422		422	10972	173,2		
80		Ø12,5	2	20	145		165	330	3,2		
81		Ø20	4	20	168		188	752	18,5		
82		Ø6,3	11		146		146	1606	3,9		
Total: 436,2											
B14	29	Ø16	14	102	238	102	442	6188	97,7		
	30	Ø10	14	15	239	15	269	3766	23,2		
	31	Ø12,5	24		417		417	10008	96,4		
	32	Ø16	26		422		422	10972	173,2		
	33	Ø12,5	8	20	145		165	330	3,2		
	34	Ø16	4	20	158		178	704	11,1		
	35	Ø6,3	22	24	141	24	189	4158	10,2		
	Total: 424,5										
B15-B22	60	Ø10	3		312		312	936	5,8		
	61	Ø10	3		308		308	924	5,7		
	62	Ø10	3		376		376	1128	7,0		
	63	Ø6,3	1		362		362	362	0,9		
	64	Ø6,3	1		360		360	360	0,9		
	65	Ø10	8		87		107	856	5,3		
66	Ø6,3	6		156		156	936	2,3			
Total: 27,9 (x2) 55,8											

Elemento	Pos.	Diam.	C	Dob (cm)	Ret (cm)	Dob (cm)	Comp (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
B16	27	Ø10	38	VAR	VAR	13794	85,0				
	28	Ø12,5	29	VAR	VAR	9860	95,0				
	29	Ø10	12	VAR	VAR	2376	14,6				
	30	Ø10	14	VAR	VAR	2464	15,2				
	31	Ø10	5	31	203	31	265	1325	8,2		
	32	Ø10	5	31	203	31	265	1325	8,2		
	33	Ø10	5	31	203	31	265	1325	8,2		
	34	Ø12,5	12	20	140		160	1600	16,5		
	35	Ø16	4	20	150		170	680	10,7		
	36	Ø6,3	10		166		166	1660	4,1		
	37	Ø16	7	18	221	18	257	1799	28,4		
	38	Ø16	7	18	221	18	257	1799	28,4		
	39	Ø16	7	18	221	18	257	1799	28,4		
	Total: 352,9										
	B17	53	Ø16	19	VAR	VAR	8949	141,3			
		54	Ø16	22	VAR	VAR	9702	153,2			
55		Ø10	19	VAR	VAR	4427	27,3				
56		Ø10	22	VAR	VAR	4532	27,9				
57		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
58		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
59		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
60		Ø16	16	20	184	204	3264	51,5			
61		Ø20	4	20	186		216	864	21,3		
62		Ø6,3	14		206		206	2884	7,1		
63		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
64		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
65		Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
Total: 636,9											
B18		65	Ø16	19	VAR	VAR	8949	141,3			
		67	Ø16	22	VAR	VAR	9702	153,2			
	68	Ø10	19	VAR	VAR	4427	27,3				
	69	Ø10	22	VAR	VAR	4532	27,9				
	70	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	71	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	72	Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
	73	Ø16	10	20	184	204	3264	51,5			
	74	Ø6,3	14		206		206	2884	7,1		
	75	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	76	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	77	Ø20	7	23	267	23	313	2191	54,0		
	Total: 636,9										
	B19	57	Ø16	19	VAR	VAR	8949	141,3			
		58	Ø16	22	VAR	VAR	9702	153,2			
		59	Ø10	19	VAR	VAR	4427	27,3			
60		Ø10	22	VAR	VAR	4532	27,9				
61		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
62		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
63		Ø10	8	31	244	31	306	2448	15,1		
64		Ø16	16	20	184	204	3264	51,5			

8. ANEXOS

ANEXO A - Ensaio de sondagem SPT



TÍTULO:			
ENGENHARIA CIVIL TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO – ICC LOCAÇÃO DOS PONTOS DE SONDAAGEM			
DBRA:			
CONSTRUÇÃO PRÉDIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR			
ENDEREÇO:		DESENHO:	
VOLTA REDONDA/RJ		CIV-TCC-SONDAGEM	
REVISÃO:	DATA:	FOLHA:	ESCALA:
EMISSÃO INICIAL	18/10/2023	01/01	S/ESCALA

SONDAGEM: SP-01				COTA (M): 381,7755		FOLHA 01/01	APROVADO:	NORMA: SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT) ABNT - NBR 6484:20 - NBR 8036/83	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)				DATA		OBSERVAÇÕES:			
INICIAL		10 MIN		FINAL		INÍCIO		TÉRMINO	
7,21		7,10		6,91		17/11/2021		17/11/2021	
COORDENADA NORTE (Y): 7512764.307				REFERÊNCIA		PERFURAÇÃO A SECO (M)		0,00 À 7,45	
COORDENADA ESTE (X): 588693.045				SP/ACI/7837		PERFURAÇÃO AO TRÉPANO (M)		7,45 À 10,45	
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (SPT) Nº DE GOLPES				GRÁFICO DE RESISTÊNCIA ---- PEN. DE "N"		COTA (RN)		REVESTIMENTO	
1 PEN. 15 CM				2 PEN. 15 CM		3 PEN. 15 CM		"N"	
COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS				MÉDIA		MÉDIA		MÉDIA	
MUITO COMPACTA				COMPACTA		MUITO COMPACTA		REVESTIMENTO	
NÍVEL D'ÁGUA				COTA (RN)		SÍMBOLOGIA		CAMADA (M)	
DESCRÇÃO DO MATERIAL				COTA (RN)		SÍMBOLOGIA		CAMADA (M)	
2				3		5		0,10	
7				10		23		1,56	
8				12		28		3,60	
7				13		31		5,77	
8				14		33		10,45	
7				15		34		LIMITE DE SONDAGEM	
8				14		35		CONDIÇÃO DE PARALISAÇÃO	
10				15		38		IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO POR Nº DE GOLPES	
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15		38			
14				41		41/15			
16				46		46/15			
2				5		19			
2				3		5			
7				10		23			
8				12		28			
7				13		31			
8				14		33			
7				15		34			
8				14		35			
10				15					



SONDAGEM: SP-03				COTA (M): 382,7109		FOLHA 01/01	APROVADO:	NORMA: SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT) ABNT - NBR 6484:20 - NBR 8036/83				
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			DATA			OBSERVAÇÕES:						
INICIAL	10 MIN	FINAL	INÍCIO	TÉRMINO								
7,00	6,92	6,75	17/11/2021	18/11/2021								
COORDENADA NORTE (Y): 7512763,193			REFERÊNCIA			PERFURAÇÃO A SECO (M)		REVESTIMENTO				
			SP/ACI/7837			0,00 À 7,45						
COORDENADA ESTE (X): 588708,461			SP/ACI/7837			PERFURAÇÃO AO TRÉPANO (M)		Ø = 2 1/2"				
						7,45 À 10,45						
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (SPT) Nº DE GOLPES				GRÁFICO DE RESISTÊNCIA ---- PEN. DE "N"				COTA (RN)	SÍMBOLOGIA	CAMADA (M)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	SOLO SEDIM.
1 PEN. 15 CM	2 PEN. 15 CM	3 PEN. 15 CM	"N"	COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS				NÍVEL D'ÁGUA				
				FINA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA					
				4	8	16	40					
3	4	8	12					-382	①	0,88	ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHO FINO, MARRON E CINZA.	SOLO SEDIM.
5	7	10	17					-381	②	1,80	SILTE POUCO ARENOSO COM PEDREGULHO FINO, MARRON; MEDIANAMENTE COMPACTO.	
6	10	15	25					-380	③	3	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENO-SILTOSA, MUITO MICÁCEA, MARRON; MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA.	SOLO RESIDUAL
7	13	17	30					-379		4		
8	14	20	34					-378		5		
8	15	21	36					-377		6		
9	14	22	36					-376	④	7	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSA COM PEDREGULHO FINO, MUITO MICÁCEA, CINZA E MARRON; COMPACTA A MUITO COMPACTA.	
10	15	23	38					-375		8		
12	16	24	40					-374		9		
12	16	26	42					-373		10		
								-372		10,45	LIMITE DE SONDAGEM	
								-371		11		
								-370		12		
								-369		13		
								-368		14		
								-368		15		
CONDIÇÃO DE PARALISAÇÃO												
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO POR Nº DE GOLPES												



SONDAGEM: SP-05				COTA (M): 382,3514		FOLHA 01/01	APROVADO:	NORMA: SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT) ABNT - NBR 6484:20 - NBR 8036/83				
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			DATA			OBSERVAÇÕES:						
INICIAL	10 MIN	FINAL	INÍCIO	TÉRMINO								
7,31	7,20	7,10	18/11/2021	18/11/2021								
COORDENADA NORTE (Y): 7512742,826			REFERÊNCIA		PERFURAÇÃO A SECO (M)	0,00 À 7,45		REVESTIMENTO				
COORDENADA ESTE (X): 588729,062			SP/ACI/7837		PERFURAÇÃO AO TRÉPANO (M)	7,45 À 9,45		Ø = 2 1/2"				
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (SPT) Nº DE GOLPES				GRÁFICO DE RESISTÊNCIA --- PEN. DE "N"				COTA (RN)	SIMBOLOGIA	CAMADA (M)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
1 PEN. 15 CM	2 PEN. 15 CM	3 PEN. 15 CM	"N"	COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS				NÍVEL D'ÁGUA				
				4	8	18	40					
2	3	4	7						-382	1	ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHO FINO, MARROM E CINZA; MÉDIA.	SOLO SEDIMENTAR
5	7	13	20						-381	2	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO FINO, MICÁCEO, MARROM; COMPACTO.	
7	12	18	30						-380	3		
8	13	18	31						-379	4	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENO-SILTOSA COM PEDREGULHO FINO, MUITO MICÁCEA, MARROM; MUITO COMPACTA.	
8	14	17	31						-378	5		SOLO RESIDUAL
9	15	19	34						-377	6		
10	14	21	35						-376	7	NA	
10	16	24	40						-375	8	IDEM, MARROM E CINZA; COMPACTA A MUITO COMPACTA.	
13	17	25	42						-374	9		
									-373	9,45	LIMITE DE SONDAGEM	
									-372	10		
									-371	11		
									-370	12		
									-369	13		
									-368	14		
									-368	15		
CONDICÃO DE PARALISAÇÃO												
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO POR Nº DE GOLPES												

SONDAGEM: SP-06				COTA (M): 382,1469		FOLHA 01/01	APROVADO:	NORMA: SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT) ABNT - NBR 6484:20 - NBR 8036/83			
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			DATA			OBSERVAÇÕES:					
INICIAL	10 MIN	FINAL	INÍCIO	TÉRMINO							
7,40	7,32	7,23	18/11/2021	18/11/2021							
COORDENADA NORTE (Y): 7512748.823			REFERÊNCIA		PERFURAÇÃO A SECO (M)	0,00	À	7,45	REVESTIMENTO		
COORDENADA ESTE (X): 588738.192			SP/ACI/7837		PERFURAÇÃO AO TRÉPANO (M)	7,45	À	9,45	Ø = 2 1/2"		
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (SPT) Nº DE GOLPES				GRÁFICO DE RESISTÊNCIA ---- PEN. DE "N"				COTA (RN)			
1 PEN. 15 CM	2 PEN. 15 CM	3 PEN. 15 CM	"N"	COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS				REVESTIMENTO			
				POUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA	NÍVEL D'ÁGUA			
				4	8	16	40				
2	3	3	6					-382	0,15	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO FINO, RAIZES E MATÉRIA ORGÂNICA, CINZA ESCURO.	SOLO SEDIMENTAR
3	3	8	11					-381	1	AREIA FINA E MÉDIA MUITO ARGILOSA COM PEDREGULHO FINO, MARROM, POUCO COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA.	
6	10	17	27					-380	2		
8	13	18	31					-379	3	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENO-SILTOSA COM PEDREGULHO FINO, MUITO MICACEA, MARROM; COMPACTA.	
8	14	18	32					-378	4		
9	13	19	32					-377	5		
10	14	21	35					-376	6		
13	17	25	42					-374	8	IDEM, MARROM E CINZA; COMPACTA A MUITO COMPACTA.	
13	17	26	43					-373	9		
								-372	10	LIMITE DE SONDAGEM	
				-371	11						
				-370	12						
				-369	13						
				-368	14						
				-368	15						
				2 5 10 19 MOLE MÉDIA RÍGIDA DURA CONSISTÊNCIA - SOLOS ARGILOSOS							
CONDIÇÃO DE PARALISAÇÃO											
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO POR Nº DE GOLPES											



SONDAGEM: SP-08				COTA (M): 385,4474		FOLHA 01/01	APROVADO:	NORMA: SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT) ABNT - NBR 6484:20 - NBR 8036/83	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)				DATA		OBSERVAÇÕES:			
INICIAL	10 MIN	FINAL	INÍCIO		TÉRMINO				
7,43	7,32	7,12	17/11/2021		17/11/2021				
COORDENADA NORTE (Y): 7512730,182				REFERÊNCIA		PERFURAÇÃO A SECO (M)		0,05	À 7,45
COORDENADA ESTE (X): 588757,541				SP/ACI/7837		PERFURAÇÃO AO TRÉPANO (M)		7,45	À 11,45
RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (SPT) Nº DE GOLFES				GRÁFICO DE RESISTÊNCIA ---- PEN. DE "N"		COTA (RN)	SÍMBOLOGIA	CAMADA (M)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
1 PEN. 15 CM	2 PEN. 15 CM	3 PEN. 15 CM	"N"	COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS					
				4	8	16	40		
2	3	5	8	[Gráfico de Resistência]		-385	(1)	0,05	CONCRETO
						-384	(2)	0,75	ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHO FINO, MARROM E CINZA.
6	9	14	23			-383	(3)	1,78	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO FINO, MARROM, POUCO COMPACTO.
7	12	16	28			-382	(4)	3	SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO FINO, MICÁCEO, CINZA E MARROM, COMPACTO.
8	13	18	31			-381	(5)	4	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENO-SILTOSA COM PEDREGULHO FINO, MUITO MICÁCEO, MARROM, COMPACTO.
8	14	20	34			-380	(6)	5	
8	14	21	35			-379		6	5,83
7	13	20	33			-378	NA	7	
8	15	23	38			-377	(6)	8	IDEM, CINZA E MARROM, COMPACTA A MUITO COMPACTA.
9	14	24	39			-376		9	
10	17	24	41			-375		10	
13	17	26	43			-374		11	11,45
LIMITE DE SONDAGEM									
CONDIÇÃO DE PARALISAÇÃO									
IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO POR Nº DE GOLFES									
CONSISTÊNCIA - SOLOS ARGILOSOS				2 5 10 19		FRIA DURA			

Fonte: Acervo da empresa X, 2023.