

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

GREGORY LUIZ DALLA CORTE

**ANÁLISE TÉCNICA E ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA DE FUNDAÇÕES EM
SAPATAS E ESTACAS PRÉ-MOLDADAS PARA UMA EDIFICAÇÃO ESCOLAR**

**PATO BRANCO
2025**

GREGORY LUIZ DALLA CORTE

**ANÁLISE TÉCNICA E ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA DE FUNDAÇÕES EM
SAPATAS E ESTACAS PRÉ-MOLDADAS PARA UMA EDIFICAÇÃO ESCOLAR**

**TECHNICAL ANALYSIS AND BUDGET ESTIMATION OF FOUNDATIONS IN
FOOTINGS AND PRECAST PILES FOR A SCHOOL BUILDING**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientadora: Dra. Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim.

PATO BRANCO

2025



Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

GREGORY LUIZ DALLA CORTE

**ANÁLISE TÉCNICA E ESTIMATIVA ORÇAMENTÁRIA DE FUNDAÇÕES EM
SAPATAS E ESTACAS PRÉ-MOLDADAS PARA UMA EDIFICAÇÃO ESCOLAR**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientadora: Dra. Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim

Data de aprovação: 23 de Junho de 2025

Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim
Doutorado em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

Cleovir José Milani
Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

Alana Dias de Oliveira
Doutorado em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Toledo

PATO BRANCO

2025

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer do fundo do meu coração aos meus familiares, aos quais sempre me apoiaram e incentivaram a seguir este sonho, me amando e me fornecendo o suporte das mais diversas formas.

Agradeço aos meus amigos, colegas de faculdade e de vida, que me ajudaram a entender que sempre somos capazes de vencer as dificuldades independente das condições que tenhamos que as enfrentar.

De mesmo modo, estendo meu agradecimento aos meus colegas de trabalho, do Departamento de Estudos e Projetos da Prefeitura Municipal de Coronel Vivida, os quais durante o convívio me fizeram perceber que estou na profissão correta.

Com profunda admiração, agradeço a Prof.^a Dra. Flávia Gonçalves Pissinati Pelaquim pelos ensinamentos, atenção e por mesmo diante de inúmeros compromissos, estar sempre disposta a me ajudar e mostrar uma perspectiva diferente de cada assunto deste trabalho.

Por fim, agradeço também a UTFPR – Câmpus Pato Branco e aos demais professores que passaram por minha formação, os quais me passaram ensinamentos fundamentais em diversas áreas da Engenharia Civil e também da vida, que levarei comigo para a eternidade.

*“O passado serve para evidenciar as nossas
falhas e dar-nos indicações para o progresso do
futuro.”*
(Henry Ford).

RESUMO

Inúmeras obras realizadas na esfera pública apresentam como premissa projetos padronizados, os quais têm como base a similaridade das estruturas envolvidas, inclusive das fundações, muito embora sejam alocados em perfis distintos. Estes projetos geram diversos questionamentos, tanto por parte da equipe de engenharia quanto dos setores públicos, de sua viabilidade técnica, orçamentária e estrutural. Deste modo, este trabalho tem por objetivo avaliar o viés técnico e orçamentário através da realização de um pré-dimensionamento das fundações de uma edificação escolar governamental utilizando as propostas padronizadas de sapatas e/ou estacas, considerando um estudo de caso na cidade de Coronel Vivida/PR. As sapatas foram pré-dimensionadas pelo método CEB-70 e estacas do tipo pré-moldadas com blocos de coroamento, pelos métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Após o pré-dimensionamento, foram obtidas as estimativas de orçamentos das respectivas soluções por meio das composições da Tabela SINAPI, onde foi possível observar variações significativas entre as propostas estudadas. A análise dos resultados possibilitou concluir que a execução por sapatas resulta num custo de R\$63.639,80 e por estacas R\$121.658,33, sendo então as sapatas 52% mais econômicas.

Palavras-chave: fundações; sapatas; estacas pré-moldadas; análise orçamentária.

ABSTRACT

Countless public buildings are based on standardized projects, which are based on the similarity of the structures involved, including the foundations, even though they are located in different profiles. These projects raise several questions, both from the engineering team and the public sectors, regarding their technical, budgetary, structural and environmental feasibility. Thus, this study aims to evaluate the technical and budgetary bias through the pre-dimensioning of the foundations of a government school building using standardized proposals for footings and/or piles, considering a case study in the city of Coronel Vivida/PR. The footings were pre-dimensioned by the CEB-70 method and precast piles with capping blocks, by the Aoki-Velloso and Décourt-Quaresma methods. After the pre-dimensioning, the estimated budgets of the respective solutions were obtained through the compositions of the SINAPI Table, where it was possible to observe significant variations between the studied proposals. The analysis of the results made it possible to conclude that the execution by footings results in a cost of R\$63,639.80 and by piles R\$121,658.33, with footings being 52% more economical.

Keywords: foundation; footings; precast piles; budgetary.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Aspecto de um solo argiloso (a), siltoso (b) e arenoso (c)	14
Figura 2 – Ensaio SPT	16
Figura 3 – Relatório de Ensaio SPT	17
Figura 4 – Sapatas rígidas e flexíveis	20
Figura 5 – Esforços suportados pelas sapatas	21
Figura 6 – Dimensionamento geométrico em planta	22
Figura 7 – Carga excêntrica em sapatas	24
Figura 8 – Ângulo da superfície de punção	26
Figura 9 – Dimensões relativas à altura da sapata.....	27
Figura 10 –Distribuição das forças em uma sapata isolada.....	28
Figura 11 – Seção de verificação da sapata.....	31
Figura 12 – Processo executivo de uma estaca escavada	36
Figura 13 – Processo executivo de uma estaca raiz	37
Figura 14 – Processo executivo de uma estaca do tipo hélice contínua	37
Figura 15 – Processo executivo de uma estaca do tipo Franki.....	38
Figura 16 – Processo executivo de uma estaca pré-moldada de concreto.....	39
Figura 17 – Dimensionamento geométrico do bloco de coroamento.....	47
Figura 18 - Passo-a-passo para realização das análises	52
Figura 19 – Planta de locação dos pilares	53
Figura 20 – Pontos de locação dos ensaios SPT	54
Figura 21 – Estratigrafia do solo.....	55
Figura 22 – Capacidade de suporte da estaca para o laudo SPT 01.....	60
Figura 23 – Pré-dimensionamento da sapata para o pilar P67.....	70
Figura 24 – Pré-dimensionamento da estaca e bloco de coroamento para o pilar P67	72
Figura 25 – Ensaio SPT 01	98
Figura 26 – Ensaio SPT 02.....	99
Figura 27 – Ensaio SPT 03.....	100
Figura 28 – Ensaio SPT 04.....	101
Figura 29 – Ensaio SPT 05.....	102
Figura 30 – Ensaio SPT 06.....	103
Figura 31 – Ensaio SPT 07	104

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Estado da compactidade e consistência do solo	18
Quadro 2 – Fatores de correção F_1 e F_2	41
Quadro 3 – Valores de α e K	41
Quadro 4 – Valores de β	44
Quadro 5 – Valores de α	44
Quadro 6 – Valores de C	45
Quadro 7 – Dados SPT e Tensão admissível	56
Quadro 8 – Carga de catálogo para Estacas Pré-Moldadas de Concreto	59
Quadro 9 – Orçamento para a execução de sapatas	62
Quadro 10 – Orçamento para a execução de estacas pré-moldadas e blocos de coroamento.....	63
Quadro 11 – Analítico da Composição 96521 por metro cúbico.....	64
Quadro 12 – Analítico da Composição 96619 por metro quadrado	64
Quadro 13 – Analítico da Composição 96546 por quilograma	64
Quadro 14 – Analítico da Composição 96558 por metro cúbico.....	65
Quadro 15 – Analítico da Composição 96529 por metro quadrado	65
Quadro 16 – Analítico da Composição 100657 por metro linear.....	66
Quadro 17 – Analítico da Composição 96544 por quilograma	66
Quadro 18 – Analítico da Composição 95601 por unidade.....	67
Quadro 19 – Analítico da Composição 96557 por metro cúbico.....	67
Quadro 20 – Analítico da Composição 96528 por metro quadrado	68
Quadro 21 – Quantitativo de materiais para a execução das fundações por meio de sapatas	69
Quadro 22 – Orçamento preliminar para a execução das fundações por meio de sapatas	71
Quadro 23 – Quantitativo de materiais para a execução das fundações por meio de estacas pré-moldadas e blocos de coroamento	72
Quadro 24 – Orçamento preliminar para a execução das fundações por meio de estacas pré-moldadas e blocos de coroamento.....	73
Quadro 25 – Comparativo entre orçamentos preliminares.....	75
Quadro 26 – Dimensões e cargas dos pilares	79
Quadro 27 – Pré-dimensionamento das sapatas.....	82
Quadro 28 – Pré-dimensionamento das estacas e blocos de coroamento.....	87
Quadro 29 – Comprimentos de Ancoragem.....	97

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	12
1.1	Objetivos	12
1.1.1	Objetivo geral	12
1.1.2	Objetivos específicos.....	13
2.	REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO	14
2.1	Solo.....	14
2.1.1	Definição e Tipos de Solo.....	14
2.1.2	Capacidade de Carga.....	15
2.1.3	Ensaio SPT	15
2.2	Fundações	19
2.2.1	Sapatas	19
<u>2.2.1.1</u>	<u>Definição</u>	<u>19</u>
<u>2.2.1.2</u>	<u>Dimensionamento Geométrico de Sapatas</u>	<u>20</u>
2.2.1.2.1	<i>Dimensões em Planta</i>	<i>21</i>
2.2.1.2.2	<i>Altura da Sapata.....</i>	<i>25</i>
2.2.1.2.3	<i>Armaduras.....</i>	<i>28</i>
2.2.1.2.4	<i>Verificações de segurança</i>	<i>30</i>
2.2.2	Estacas.....	35
<u>2.2.2.1</u>	<u>Definição</u>	<u>35</u>
<u>2.2.2.2</u>	<u>Tipos de Estaca.....</u>	<u>35</u>
2.2.2.2.1	<i>Estaca escavada</i>	<i>36</i>
2.2.2.2.2	<i>Estaca raiz.....</i>	<i>36</i>
2.2.2.2.3	<i>Estaca do tipo hélice</i>	<i>37</i>
2.2.2.2.4	<i>Estaca do tipo Franki.....</i>	<i>38</i>
2.2.2.2.5	<i>Estaca pré-moldada de concreto.....</i>	<i>38</i>
<u>2.2.2.3</u>	<u>Dimensionamento das Estacas</u>	<u>39</u>
2.2.2.3.1	<i>Método Aoki-Velloso.....</i>	<i>40</i>
2.2.2.3.2	<i>Método Décourt-Quaresma</i>	<i>43</i>
<u>2.2.2.4</u>	<u>Blocos de coroamento.....</u>	<u>45</u>
2.2.2.4.1	<i>Dimensionamento dos blocos de coroamento para uma estaca</i>	<i>46</i>
2.3	Análise orçamentária	48
2.3.1	SINAPI.....	49
3.	METODOLOGIA	51

3.1	Projeto arquitetônico e estrutural	52
3.2	Perfil do solo.....	53
1.2	Cálculo e dimensionamento das estruturas	55
3.2.1	Dimensionamento das sapatas	55
<u>3.2.1.1</u>	<u>Dimensionamento geométrico</u>	<u>55</u>
<u>3.2.1.2</u>	<u>Dimensionamento das armaduras.....</u>	<u>57</u>
<u>3.2.1.3</u>	<u>Verificações de segurança</u>	<u>58</u>
3.2.2	Dimensionamento das estacas	59
<u>3.2.2.1</u>	<u>Determinação da dimensão da estaca</u>	<u>59</u>
<u>3.2.2.2</u>	<u>Determinação da profundidade da estaca</u>	<u>59</u>
<u>3.2.2.3</u>	<u>Dimensionamento estrutural do bloco de coroamento</u>	<u>60</u>
3.3	Análise orçamentária	61
4.	RESULTADOS E ANÁLISES	69
4.1	Pré-dimensionamento das sapatas	69
4.2	Pré-dimensionamento das estacas e blocos de coroamento.....	71
4.3	Análise comparativa.....	74
5.	CONCLUSÃO	76
5.1	Sugestão de trabalhos futuros.....	76
	REFERÊNCIAS.....	77
	APÊNDICE A – DIMENSÕES E CARGAS DOS PILARES	79
	APÊNDICE B – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS	82
	APÊNDICE C – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS E BLOCOS DE COROAMENTO	87
	ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO	93
	ANEXO B - PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES	95
	ANEXO C – COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM.....	97
	ANEXO D – ENSAIOS SPT	98

1. INTRODUÇÃO

É notável a importância de fundações bem projetadas e executadas para os mais diversos gêneros de edificações. Mesmo passando despercebidas à grande maioria das pessoas, a fundação de uma obra trata-se de uma das etapas mais importantes da construção, pois é a mesma que proporciona estabilidade e capacidade de sustentação da estrutura.

Desde as primeiras civilizações, o estudo da interação entre o solo e a estrutura é avaliado, sendo que na civilização babilônica foi pela primeira vez criado regulamentações sobre estabilidade de estruturas (NAVES, 2024).

A partir deste período, diversos avanços foram alcançados ao se utilizar métodos científicos aliados à tecnologia, dentre eles ensaios geotécnicos e programas estruturais, os quais conseguem cruzar informações entre solo e estrutura, permitindo o aprimoramento dos levantamentos econômicos de modo antecipado a execução da obra. Isso culmina em uma melhor avaliação para as tomadas de decisão econômicas, por proporcionar a observação das condições menos onerosas e/ou mais vantajosas para a construção.

Sendo assim, neste trabalho serão calculadas as fundações desta obra por meio de sapatas e estacas pré-moldadas, devido a presença de água no local, onde outros tipos de estaca, como a estaca escavada, que é a mais utilizada na cidade, não seria possível de ser executada, com posterior constituição de um orçamento com base na Tabela SINAPI, discutindo assim qual método de construção é mais viável.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Realizar uma análise técnica e estimativa orçamentária de fundações por sapatas e estacas pré-moldadas para uma edificação escolar.

1.1.2 Objetivos específicos

- Apresentar o estudo de caso, considerando o perfil de solo local, os diferentes tipos de fundações estudadas e a obra em questão (edificação escolar).
- Realizar o pré-dimensionamento de ambos os tipos de fundação para a edificação escolar.
- Avaliar os custos dos projetos dimensionados, por meio das composições e insumos disponíveis na tabela SINAPI.
- Identificar a solução de fundação mais apropriada considerando as possíveis propostas de soluções.

2. REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

2.1 Solo

2.1.1 Definição e Tipos de Solo

O solo pode ser definido como um material granular, composto por matérias orgânicas, água, ar e partículas minerais, formado ao longo dos anos pela erosão das rochas e atividades orgânicas entre os seres vivos e o meio ambiente (CAPUTO, 1998).

As partículas minerais são as que mais interferem quanto a classificação dos solos para o dimensionamento de um projeto de fundações, sendo elas diferenciadas em argila, silte e areia, com características visuais, químicas e físicas distintas, altamente visíveis e diferenciáveis ao realizarmos a extração das amostras do solo (CAPUTO, 1998).

Solos argilosos são altamente plásticos, com baixa permeabilidade e partículas que se expandem com a variação da umidade, aglutinando-se facilmente. Solos siltosos, por sua vez, possuem partículas finas, com maior retenção de água, relativamente menos plásticos quando comparados aos solos argilosos e com menor grau de coesão. Por fim, solos de caráter arenoso possuem as maiores partículas dentre os três principais tipos de solo, sendo altamente permeáveis e com coesão baixíssima, devido à dificuldade da compactação das partículas devido a sua granulometria (GeoSensori, 2019). A Figura 1 apresenta a diferença que pode ser observada entre os três tipos anteriormente mencionados.

Figura 1 – Aspecto de um solo argiloso (a), siltoso (b) e arenoso (c)



Fonte: Adaptado de Eletriciência (2025)

2.1.2 Capacidade de Carga

A tensão admissível do solo pode ser definida como a tensão máxima aplicada por uma fundação do tipo direta ao solo ao qual o mesmo atende aos estados limites últimos e estado limite de serviço, ou seja, sem apresentar rupturas e, de mesmo modo, sem apresentar recalques e vibrações consideráveis, sendo utilizada para o cálculo de fundações rasas, como por exemplo as sapatas, ou profundas, à exemplos dos tubulões (ABNT NBR 6122, 2022).

A carga admissível, por sua vez, é definida como aquela carga que provoca recalques admissíveis para a estrutura, além de apresentar segurança a ruptura do solo e do próprio elemento de fundação profunda indireta do tipo estaca (ABNT NBR 6122, 2022).

A tensão admissível pode ser determinada através de três métodos distintos, sendo eles teóricos, semiempíricos e ensaios de provas de carga. Os métodos teóricos embasam-se em fórmulas propostas com base na compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo. Os métodos semiempíricos baseiam-se em resultados obtidos em ensaios de campo, modelados matematicamente, passíveis de serem extrapolados para situações análogas, com coeficientes variando conforme a necessidade ou própria variação das características dos perfis de solo. Por fim, o método de ensaio de prova de carga, baseia-se em ensaios específicos para a finalidade onde se determina a curva de carga-recalque in situ, determinando um valor para a capacidade de carga mais fidedigno, segundo especialistas.

Dentre os métodos citados, os métodos semiempíricos são os mais utilizados na prática da engenharia. Dentre eles, os que envolvem os resultados oriundos de ensaios de sondagem tipo SPT (*Standard Penetration Test*) são os mais comuns, uma vez que no Brasil este é o ensaio de sondagem mais utilizado (SCHINAID e ODEBRECHT, 2012). Destaca-se que estes ensaios de sondagem são necessários para o dimensionamento adequado da fundação, a fim de atender aos requisitos de segurança e desempenho, suportando a carga solicitada pela estrutura.

2.1.3 Ensaio SPT

Conforme a NBR 6484 (ABNT, 2020), o *Standard Penetration Test*, conhecido por Ensaio SPT (Figura 2), comumente utilizado para a execução de um projeto de

fundações, consiste em cravar um amostrador padrão acoplado a um conjunto de hastes, os quais recebem golpes de um martelo de 65 kg de massa, caindo de uma altura de queda padronizada de 75 cm. A finalidade é, após a contagem do número de golpes necessários para a cravação do amostrador em três segmentos de 15 cm, totalizando 45cm, computar o Índice de Resistência a Penetração (N_{SPT}) por metro de camada de solo. O valor de N_{SPT} é dado pela somatória dos 30 últimos centímetros cravados, sendo necessário desconsiderar o número de golpes utilizados para os primeiros 15 centímetros. O avanço para o metro seguinte, para que se repita o processo e se obtenha os valores de resistência em profundidade é feito com o auxílio de um trado helicoidal ou um trépano de perfuração, dependendo se não há ou há presença de nível de água no perfil, respectivamente.

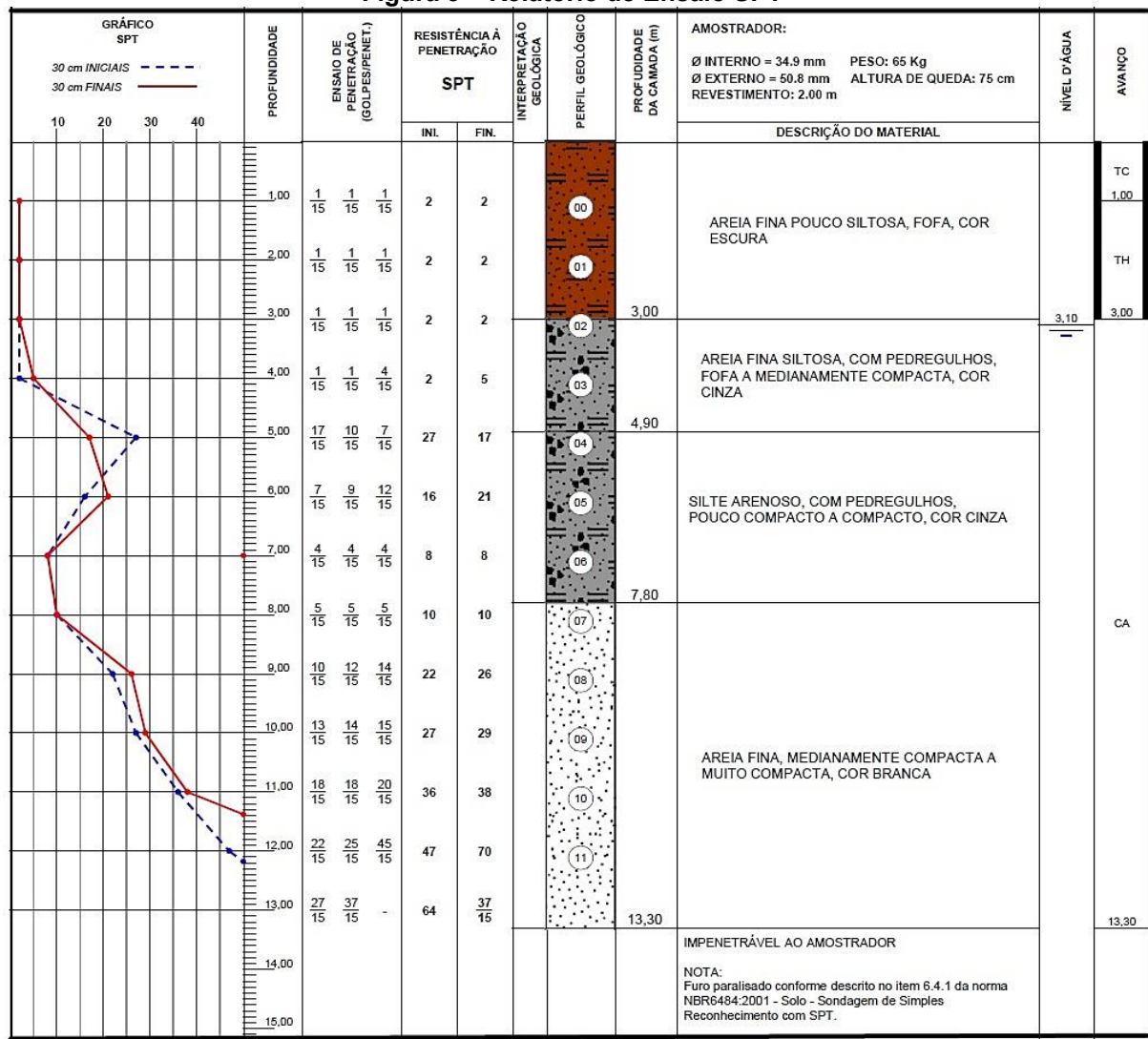
Figura 2 – Ensaio SPT



Fonte: SOLITEC Fundações (2020)

Após o ensaio é emitido um relatório, discriminando, minimamente, os índices de resistência a penetração do amostrador padrão, os tipos de solo encontrados a cada metro e a posição do nível da água (se houver). Um exemplo de relatório pode ser visto na Figura 3.

Figura 3 – Relatório de Ensaio SPT



Fonte: Guia da Engenharia (2018)

A compacidade e a consistência do solo, as quais servem como referência para a análise da deformabilidade e a resistência dos solos, provém do Quadro 1, apresentado a seguir, e disposto na NBR 6484 (ABNT, 2020), sendo analisadas por meio do índice de resistência a penetração (N_{SPT}).

Quadro 1 - Estado da compacidade e consistência do solo

Solo	Índice de Resistência a Penetração NSPT	Compacidade
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6484 (2020)

Tendo o ensaio SPT em mãos, pode-se calcular a tensão admissível do solo, conforme a Equação 01 (ALBIERO et al., 2011):

$$P_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} + y \cdot h \quad \text{Equação 01}$$

Sendo:

P_{adm} : tensão admissível do solo (Mpa);

N_{SPT} : média aritmética dos N_{SPT} entre a base da sapata e o final do bulbo de pressão, sendo necessário que o mesmo seja menor que 20 e maior que 5;

y : peso específico do solo;

h : profundidade da fundação.

Deve-se ter claro que a Equação 1 já traz incorporado o fator de segurança global, o qual é recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2022).

A profundidade do bulbo de pressão, por sua vez, pode ser calculada através da Equação 02:

$$2,0B \leq L \leq 3,0B \quad \text{Equação 02}$$

Onde:

B : menor dimensão da sapata;

L : profundidade do bulbo de pressão.

2.2 Fundações

2.2.1 Sapatas

2.2.1.1 Definição

As sapatas, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), podem ser definidas como um elemento de fundação rasa, composta por concreto armado e que sejam dimensionadas de acordo com as tensões solicitadas, nos quais as trações sejam resistidas pela armadura presente nelas.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), as sapatas podem ser subdivididas em sapatas rígidas e flexíveis, tendo como base a Equação 03:

$$h \geq \frac{(L_n - L_{np})}{3} \quad \text{Equação 03}$$

Sendo:

h : a altura da sapata;

a : a dimensão da sapata em uma determinada direção;

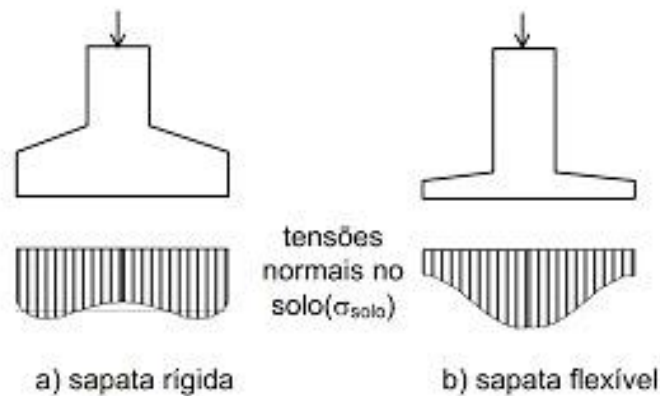
a_p : a dimensão do pilar na mesma direção

Se a expressão verificada for válida para as duas direções (x e y, considerando a projeção em planta do elemento estrutural), a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível.

As sapatas rígidas comportam-se estruturalmente como uma placa espessa, trabalhando a flexão em duas direções, podendo ser admitido que a tração na flexão seja distribuída de maneira uniforme por toda a largura da sapata, sendo o inverso da compressão, onde a mesma se concentra no ponto de aplicação da carga, ou seja, no eixo do pilar (BASTOS, 2012).

As sapatas flexíveis, trabalham com o cisalhamento em duas direções, porém não se pode admitir que a tração na flexão seja distribuída de maneira uniforme, tendo em vista sua baixa altura, a qual deforma mais em relação às rígidas quando a carga é aplicada, exigindo um olhar mais cuidadoso para os esforços localizados (BASTOS, 2012).

Figura 4 – Sapatas rígidas e flexíveis



Fonte: Centro Tecnológico - UFES (2013)

As sapatas também são divididas em isoladas, corridas, associadas ou alavancadas (BERBERIAN, 2015).

As isoladas, sendo as mais comumente utilizadas em obras, atuam recebendo a carga de um único pilar, ou seja, recebem isoladamente a tensão do pilar.

As corridas, em sua grande maioria, estão presentes em obras de pequeno porte, como residências, onde as mesmas ficam dispostas de maneira linear sob as vigas baldrame.

As associadas são utilizadas quando a distância entre duas sapatas isoladas é relativamente pequena, a fim de assegurar o desempenho adequado das mesmas, tendo em vista que a pequena quantidade de solo entre as sapatas isoladas ofereceria uma resistência relativamente menor.

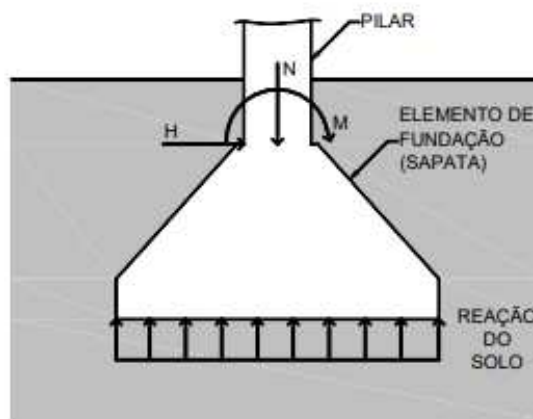
As sapatas alavancadas, por sua vez, são dispostas em divisas ou quando há a necessidade de diminuir a seção das sapatas devido a presença de algum obstáculo sob o solo, sendo necessárias quando a base da sapata não coincide com o centro de gravidade do pilar e as dimensões necessárias excederiam os limites disponíveis pra construção.

2.2.1.2 Dimensionamento Geométrico de Sapatas

Para dimensionar a geometria de uma sapata, inicialmente deve-se analisar a planta de locação dos pilares, a fim de localizar os melhores locais para as mesmas serem efetuadas, visando sempre as dispor no centro de cargas dos mesmos, anulando assim a excentricidade, diminuindo a necessidade de serem efetuadas sapatas alavancadas e consequentemente o custo da obra.

Após esta prévia análise, deve ser analisado os esforços solicitados pela estrutura que serão suportados pelas sapatas, sendo os mais comuns a força normal (N), momentos fletores em uma ou duas direções (M_x e M_y) e a força horizontal (H), conforme figura a seguir (BASTOS, 2023). Após, deve-se calcular as dimensões em planta, posteriormente sua altura, armaduras e assim estando apto a verificar a segurança que a sapata encontrada dispõe, analisando se a mesma realmente irá suportar a carga solicitada.

Figura 5 – Esforços suportados pelas sapatas



Fonte: Bastos (2023)

2.2.1.2.1 Dimensões em Planta

Para ser realizado o dimensionamento geométrico da sapata, necessita-se calcular a carga solicitada pela estrutura, majorando com uma certa porcentagem a carga disposta em projeto. Tendo como base a NBR 6122 (ABNT, 2022), deve-se optar por um coeficiente de majoração de, no mínimo, 5% em relação a carga solicitada pelo pilar, a fim de considerar o peso próprio das sapatas nos cálculos. Para Campos (2015) o coeficiente de majoração deve se situar entre 5 a 10%, quando as parcelas relativas a ações variáveis forem conhecidas. A formulação matemática pode ser vista na Equação 04:

$$S_{sap} = \frac{K_{maj}N_{gk} + N_{qk}}{\sigma_{adm}} \quad \text{Equação 04}$$

Sendo:

S_{sap} : área da sapata;

K_{maj} : coeficiente majorador da carga vertical das ações permanentes;

N_{gk} : carga vertical devida às ações permanentes;

N_{qk} : carga vertical devida às ações variáveis;

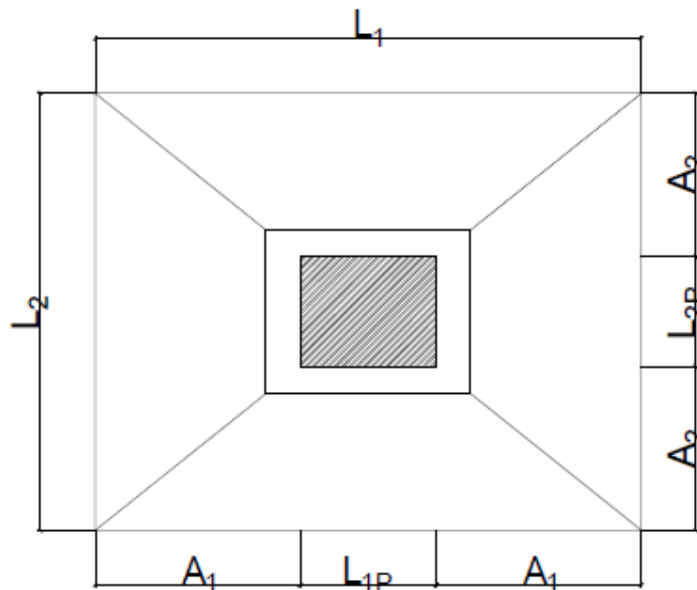
σ_{adm} : tensão admissível do solo.

Quando as parcelas relativas às ações variáveis forem desconhecidas, deve-se adotar um coeficiente de majoração de 5% para ambas as forças, conforme Equação 05.

$$S_{sap} = \frac{1,05(N_{gk} + N_{qk})}{\sigma_{adm}} \quad \text{Equação 05}$$

A área da sapata, corresponde a multiplicação entre o comprimento maior e o comprimento menor das sapatas, podendo ambos serem iguais ou diferentes, conforme imagem a seguir:

Figura 6 – Dimensionamento geométrico em planta



Fonte: Autoria Própria

Onde:

L_1 : maior dimensão da sapata;

L_2 : menor dimensão da sapata;

L_{1P} : maior dimensão do pilar;

L_{2P} : menor dimensão do pilar;

A_1 : aba da sapata na maior dimensão;

A_2 : aba da sapata na menor dimensão.

Para facilitar a execução das sapatas, preferencialmente as dimensões devem ficar em escalas múltiplas de 5cm, adotando a dimensão mínima em planta de 60cm (ABNT NBR 6122, 2022), sendo recomendado a utilização de no mínimo 80cm para edifícios (HACHICH et al., 2010).

Tendo em mente o formato pretendido para a sapata, Bastos (2023) nos indica como calcular a menor dimensão da sapata caso tenhamos espaço suficiente para as abas da sapata terem as mesmas dimensões, por meio da Equação 06:

$$L_2 = \frac{1}{2}(L_{2P} - L_{1P}) + \sqrt{\frac{1}{4}(L_{2P} - L_{1P})^2 + S_{sap}} \quad \text{Equação 06}$$

Onde:

S_{sap} : área da sapata;

L_2 : menor dimensão da sapata;

L_{1P} : maior dimensão do pilar;

L_{2P} : menor dimensão do pilar.

Caso contrário, ou seja, uma aba necessite ter dimensão diferente da outra, Bastos (2023) fornece as seguintes equações (Equação 07 e 08):

$$R = \frac{L_1}{L_2} \leq 3,0 \quad \text{Equação 07}$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{S_{sap}}{R}} \quad \text{Equação 08}$$

Onde:

R : relação entre as dimensões da sapata;

L_1 : maior dimensão da sapata;

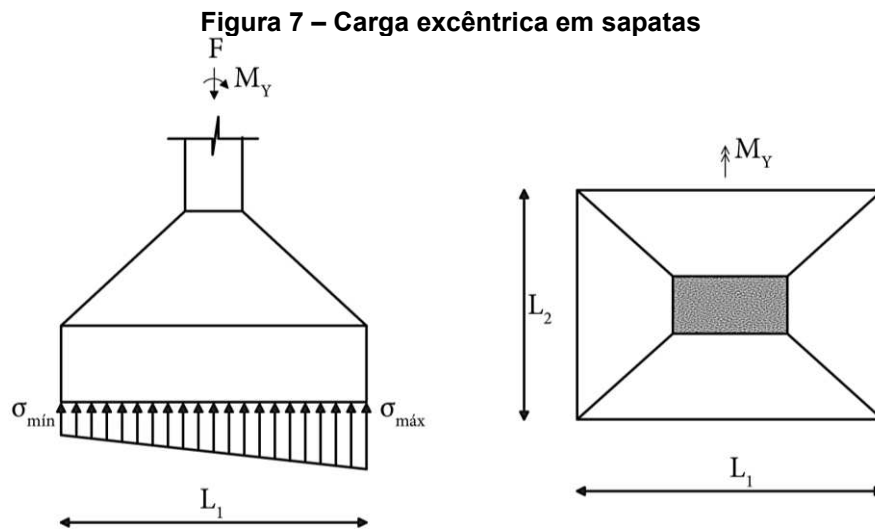
L_2 : menor dimensão da sapata;

S_{sap} : área da sapata.

Em casos onde o centro de carga do esforço não coincida com o centro de gravidade das sapatas, denomina-se que a carga é excêntrica, ou seja, cargas que geram momento fletor em uma ou ambas as direções (BERBERIAN, 2015).

Utilizando como exemplo a Figura 07, tanto cargas excêntricas quanto acidentais como por exemplo, vento e cargas transitórias, geram um momento na

sapata, com a tendência de giro em relação ao eixo da mesma (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).



Fonte: Adaptado de Albuquerque e Garcia (2020)

Onde:

F : carga aplicada;

M_Y : momento aplicado;

L_1 : maior dimensão da sapata;

L_2 : menor dimensão da sapata;

σ_{min} : tensão mínima;

σ_{max} : tensão máxima.

Para o cálculo das tensões atuantes na base das sapatas, deve-se considerar o momento gerado na direção solicitada e aplicar a Equação 09 (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020):

$$\sigma_{m\acute{a}x,m\acute{i}n} = \frac{K_{maj}N_{gk}}{S_{sap}} \pm \frac{M_Y}{W_Y} \quad \text{Equação 09}$$

Sendo o W_Y , determinado como momento resistente, calculado através da Equação 10 (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020):

$$W_Y = \frac{L_2 \cdot L_1^2}{6} \quad \text{Equação 10}$$

Para o cálculo do momento, deve-se atentar às excentricidades causadas pelos momentos flettores às sapatas, sendo estas calculadas através das Equações 11 e 12:

$$e_y = \frac{M_x}{K_{maj}N_{gk}} \quad \text{Equação 11}$$

$$e_x = \frac{M_y}{K_{maj}N_{gk}} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

e_x : excentricidade causada na direção x;

e_y : excentricidade causada na direção y;

M_x : momento recebido do pilar na direção x;

M_y : momento recebido do pilar na direção y;

Deste modo, pode ser calculado o momento em ambas a direções, porém, deve-se admitir que a área de compressão da sapata deve corresponder a no mínimo 2/3 da área total da sapata, diminuindo consideravelmente a probabilidade de tombamento da mesma, devendo também, ser levado em consideração que a tensão máxima submetida à sapata não exceda a tensão máxima admitida (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Tendo as dimensões calculadas, deve-se prever que a carga aplicada se dará no núcleo do pilar, por meio da Equação 13 (CARVALHO, 2009):

$$\frac{e_y}{L_2} + \frac{e_x}{L_1} \leq \frac{1}{6} \quad \text{Equação 13}$$

2.2.1.2.2 *Altura da Sapata*

O cálculo da altura da sapata deve ser feito de maneira cuidadosa, tendo em vista que, com base na Equação 03, apenas o cálculo da altura diferencia as sapatas rígidas das flexíveis, onde, uma sapata rígida apresenta uma capacidade de distribuição de carga ao solo melhor em relação às flexíveis (BASTOS, 2012).

Conforme a Equação 03, descrita na NBR 6118 (ABNT, 2023), deve-se adotar a altura da sapata de modo que a mesma seja maior que um terço da subtração do comprimento da sapata pelo comprimento do pilar na mesma direção

Também, deve-se analisar se a altura corresponde a altura mínima exigida, ou seja, se a altura engloba o cobrimento de concreto e de ancoragem do pilar, segundo a Equação 14:

$$h_{\min} = lb, nec + \text{cobrimento} \quad \text{Equação 14}$$

Adotando este valor como referência, pode-se verificar que a sapata projetada seja de característica rígida, o que contribui para uma maior estabilidade, sendo menos deformáveis. As Equações 03 e 15 comprovam que, nessas condições, não ocorra ruptura por punção (CARVALHO, 2009).

$$\tan a_0 = \frac{2h}{(a - a_p)} \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

a_0 : inclinação da sapata;

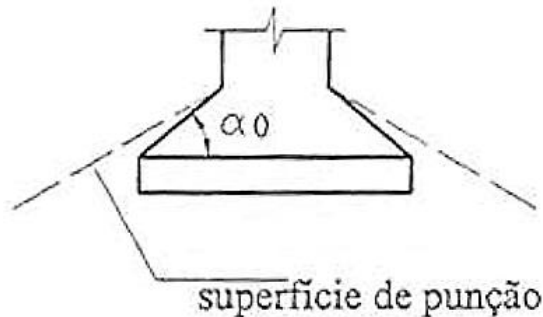
h : altura da sapata;

a : a dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p : a dimensão do pilar na mesma direção.

Através da combinação destas equações, pode-se chegar em um ângulo de inclinação igual a $33,69^\circ$, ou seja, concluindo por meio das equações que o cone de punção se encontra sempre fora das sapatas rígidas, tendo em vista que o mesmo só ocorre em ângulos entre 26° e 30° , conforme a Figura 8 (CARVALHO, 2009).

Figura 8 – Ângulo da superfície de punção



Fonte: Carvalho (2009)

Após o cálculo da altura da sapata, o dimensionamento do seu rodapé pode ser calculado através da Equação 16 (BASTOS, 2023).

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

Equação 16

Sendo:

h_0 : altura da sapata;

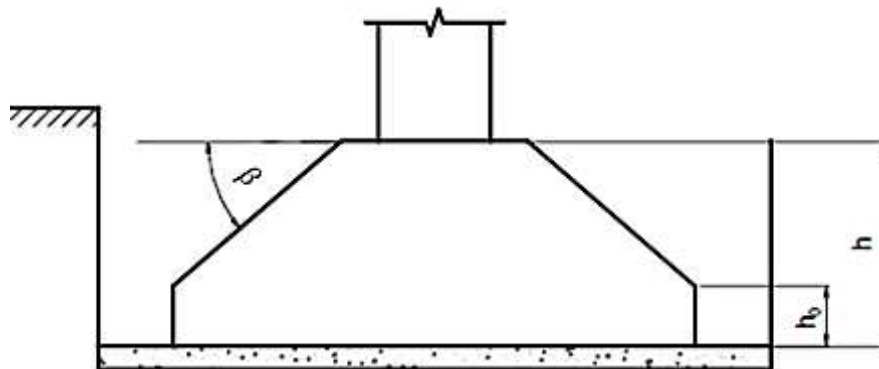
h : altura da sapata.

Algumas outras literaturas, adotam a dimensão mínima do rodapé como 10cm, como disposto por Carvalho (2009). Porém, pela dificuldade da execução da sapata do formato perfeito, bem como pela economia em não necessitar caixaria, na grande maioria das vezes as sapatas são concretadas como um bloco inteiro, desprezando a altura do rodapé, concretando o mesmo até a altura total da sapata.

Sendo assim, a altura das sapatas deve compreender a ancoragem do pilar e também a sua própria armadura, além do cobrimento mínimo disposto pela NBR 6118 (ABNT, 2023), o qual varia de acordo com a classe de agressividade ambiental.

Ao atingir um ângulo “ β ” menor de 30° conforme a Figura 9, a dispensa da utilização de fôrmas pode ser concretizada, como ocorre com todas as sapatas rígidas (BASTOS, 2023), este ângulo pode ser definido através da Equação 17.

Figura 9 – Dimensões relativas à altura da sapata



Fonte: Adaptado de Bastos (2023)

$$\text{tg}(a) = \frac{h - h_0}{c}$$

Equação 17

Onde:

c : balanço da sapata.

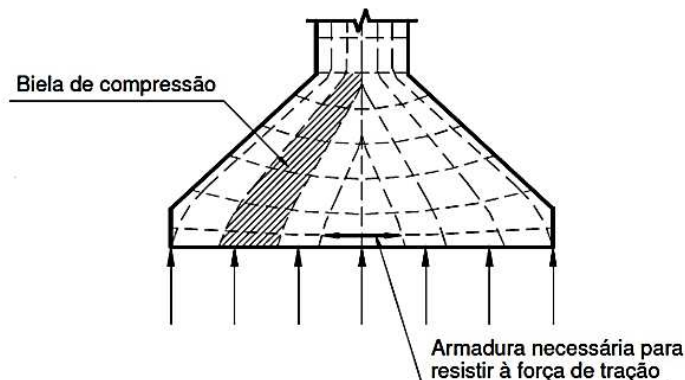
2.2.1.2.3 Armaduras

A inserção de armaduras em sapatas é essencial, pois, são elas que auxiliam a estrutura a absorver os esforços de tração gerados pela flexão que a carga aplicada no pilar ocasiona à sapata, gerando assim uma estabilidade para a estrutura, complementando também, a capacidade de resistência do concreto à compressão.

A sapata rígida deve suportar os esforços em ambas as direções tanto para a flexão quanto para a sua tração, se comportando como uma laje invertida, porém em balanço, ao redor do pilar, onde ao apoiar-se, é submetida a força cortante e a esforços internos de momento fletor (BASTOS, 2023).

Alguns dos métodos de cálculo mais utilizados são o método das bielas de compressão (Figura 10) e o método CEB-70, diferindo-se principalmente na complexidade dos cálculos, tendo em vista que o método das bielas de compressão necessita de um estudo mais detalhado da distribuição das forças internas da sapata, enquanto o método CEB-70 apoia-se principalmente na utilização de fórmulas e tabelas pré-definidas, permitindo assim um cálculo mais prático da armadura necessária.

Figura 10 –Distribuição das forças em uma sapata isolada



Fonte: Bittencourt (s.d.)

Para a utilização do método CEB-70, deve-se levar em conta que a aba da sapata tenha dimensões conforme a Equação 18:

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2h \quad \text{Equação 18}$$

Caso a equação seja válida, pode-se utilizar o método em questão para a determinação da taxa de armadura para a sapata. Inicialmente, deve-se calcular qual a pressão a sapata exerce sobre o solo, a qual também é exercida pelo solo à sapata de modo a manter o equilíbrio do sistema, sendo calculado sobre uma seção de referência plana e perpendicular à superfície de apoio, sendo situada dentro do pilar, a uma distância equivalente a 15% de sua dimensão, sendo esta pressão definida através da Equação 19 (BASTOS, 2023):

$$p = \frac{S_{maj} N_{gk}}{L_1 L_2} \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

p : reação do solo sob a sapata;

S_{maj} : coeficiente de majoração da carga.

Tendo em vista a consideração da aplicação da carga a 15% da dimensão interna do pilar, deve-se levar em conta que a distância em relação a aba da sapata pode ser calculada por meio das Equações 20 e 21, as quais serão úteis para a obtenção dos momentos fletores de cálculo, sendo estes essenciais para a definição da área de aço necessária em cada uma das direções da sapata (BASTOS, 2023):

$$x_{L1p}^2 = c_{L1} + 0,15L_{1P} \quad \text{Equação 20}$$

$$x_{L2p}^2 = c_{L2} + 0,15L_{2P} \quad \text{Equação 21}$$

Através dessa distância, aliados com a pressão que o solo exerce e a dimensão da sapata, pode ser obtido o valor do momento fletor de cálculo, a fim de avaliar as deformações e as resistências internas que são geradas pela flexão da sapata em decorrência das cargas recebidas, através das Equações 22 e 23 (BASTOS, 2023):

$$M_{L1} = p \frac{x_{L1p}^2}{2} L_2 \quad \text{Equação 22}$$

$$M_{L2} = p \frac{x_{L2p}^2}{2} L_1 \quad \text{Equação 23}$$

Onde:

M_{L1} : momento fletor de cálculo na dimensão L_1 da sapata;

M_{L2} : momento fletor de cálculo na dimensão L_2 da sapata.

A utilização destes momentos fletores são de suma importância no cálculo da área de aço necessária para resistir aos esforços em cada uma das direções, sendo considerado no cálculo que a seção retangular possui um braço de alavanca igual a 85% da altura útil, a qual é determinada retirando da altura da sapata além do cobrimento, o diâmetro da barra de aço, podendo esta área de aço ser obtida através da Equação 24 (BASTOS *apud* MACHADO, 2023):

$$A_{sL} = \frac{S_{maj} \times M_L}{0,85 \times d \times f_{yd}} \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

A_{sL} : momento fletor de cálculo na dimensão L_1 da sapata;

d : altura útil da sapata;

f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

A partir da área de aço mínima, pode ser determinada a quantidade de barras de aço necessárias em cada uma das dimensões da sapata, porém, deve-se levar em conta que para momentos de baixa intensidade, a área de aço mínima é relativamente pequena, devendo-se levar em atenção o espaçamento mínimo e máximo entre as barras da armadura, o qual segundo Bastos (2023), compreende-se entre 10 e 20 centímetros de espaçamento.

Outra maneira de calcular a quantidade de barras de aço, é definindo um espaçamento ideal entre as mesmas e utilizando a Equação 25, a qual demonstra a quantidade de barras necessárias para a armadura, devendo a soma das áreas das barras ser igual ou superior à área mínima de aço necessária para a direção em questão, devendo assumir um diâmetro das barras de acordo com o mínimo permitido pela NBR 6118 (ABNT, 2023) para a sua execução.

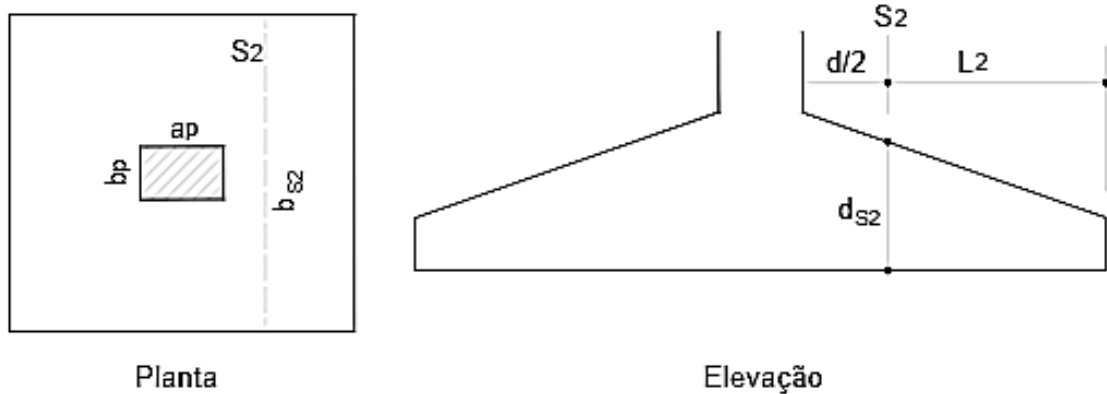
$$n_L = \frac{L - 2 \times \text{cobrimento} - \phi_{aço}}{\text{Espaçamento}} + 1 \quad \text{Equação 25}$$

2.2.1.2.4 Verificações de segurança

Devido ao fato de as sapatas deste trabalho receberem cargas concêntricas e terem sido dimensionadas de maneira parecida com as lajes, faz-se necessária a verificação quanto ao cortante, a uma distância equivalente à metade da altura útil em

relação a face do pilar (SANTOS, 1984), conforme Figura 11, para que assim seja dispensada a utilização de armaduras transversais.

Figura 11 – Seção de verificação da sapata



Fonte: Alva (2007)

Onde:

d : altura útil média da sapata;

d_{S2} : altura útil média da sapata na seção S_2 ;

b_{S2} : largura da seção S_2 ;

L_2 : vão do balanço onde as cargas distribuídas associada às pressões do solo sobre a sapata atuam-se.

Para que esta dispensa no uso de armadura transversal ocorra, o cortante na sapata não pode superar a força resistente ao cisalhamento conforme disposto na NBR 6118 (ABNT, 2023), sendo que para o cálculo do cisalhamento resistente, Alva (2007) sugere a utilização da Equação 26, sendo os valores de suas incógnitas obtidos através das Equações 27, 28, 29 e 30:

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) b_{S2} d_{S2} \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

V_{Rd} : força resistente ao cisalhamento.

$$\tau_{Rd} = 0,0375 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

τ_{Rd} : tensão de resistência diagonal;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto em MPa.

$$d_{s2} = \frac{(h_s - h_{0s}) \times (L_1 - L_{1P} - h_s)}{h_s} + h_0 \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

h_s : altura útil máxima;

h_{0s} : altura útil mínima.

$$k = |1,6 - d_{s2}| \geq 1,0 \quad \text{Equação 29}$$

Onde:

k : coeficiente;

d_{s2} : altura útil média da sapata na seção S_2 em metros.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_{s2} \times d_{s2}} \leq 0,02 \quad \text{Equação 30}$$

Onde:

ρ_1 : taxa de armadura na seção útil;

A_s : área de armadura longitudinal de flexão na direção analisada;

b_{s2} : largura da seção S_2 em metros.

Sendo assim, através destas fórmulas calcula-se a força resistente ao cisalhamento em cada uma das direções da sapata, devendo ser analisada em ambas as direções, levando em consideração o fato de a sapata receber momentos e consequentemente ter áreas de aço diferentes em cada uma das direções (ALVA, 2007).

A força cortante solicitante de cálculo, por sua vez, pode ser calculada através de variações da Equação 31, onde suas incógnitas estão descritas pelas equações 32, 33, 34 e 35 (BASTOS, 2023).

$$V_{L,S2} = \frac{(P_{L,max} + P_{L,S2})L2}{2} \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

$V_{L,S2}$: força cortante solicitante de cálculo.

$$P_{L,S2} = P_{L,max} - \frac{(P_{L,max} - P_{L,min})L2}{L} \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

$P_{L,S2}$: força atuante na seção S2.

$$L2 = \frac{L_1 - L_{1P}}{2} - \frac{d}{2} \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

$L2$: distância de aplicação da carga;

L_1 : maior dimensão da sapata;

L_{1P} : maior dimensão do pilar;

d : altura útil média da sapata.

$$P_{L,min} = \frac{K_{maj}S_{maj}N_{gk}}{L_1} \left[1 - \frac{6e_x}{L_2} \right] \quad \text{Equação 34}$$

Onde:

$P_{L,min}$: força cortante mínima;

K_{maj} : coeficiente majorador;

S_{maj} : coeficiente majorador;

N_{gk} : carga pontual do pilar;

L_1 : maior dimensão da sapata;

L_2 : menor dimensão da sapata;

e_x : excentricidade causada na direção x.

$$P_{L,max} = \frac{K_{maj}S_{maj}N_{gk}}{L_1} \left[1 + \frac{6e_x}{L_2} \right] \quad \text{Equação 35}$$

Onde:

$P_{L,min}$: força cortante máxima;

K_{maj} : coeficiente majorador devido ao peso do solo (BASTOS, 2023);

S_{maj} : coeficiente majorador para cargas permanentes (NBR 8681/2004);

N_{gk} : carga pontual do pilar;

L_1 : maior dimensão da sapata;

L_2 : menor dimensão da sapata;

e_x : excentricidade causada na direção x.

Quando a força cortante solicitante de cálculo é menor que a força resistente, a utilização de armaduras transversais pode ser dispensada. Porém, deve-se levar em consideração o fato de o topo da sapata apresentar um acúmulo de tensões de compressões diagonais, na superfície crítica, ou seja, dentro do perímetro do pilar, a qual pode apresentar um risco de ruptura. Portanto, a verificação da compressão da biela diagonal deverá ser realizada, comparando a tensão de cisalhamento solicitante à tensão de cisalhamento resistente (BASTOS, 2023), sendo que a tensão resistente deverá ser igual ou maior em relação a tensão solicitante.

Alva (2007) determina que o cálculo da tensão solicitante poderá ser realizado através da Equação 36:

$$\tau_{sd} = \frac{S_{maj}N_{gk}}{pd} \quad \text{Equação 36}$$

Onde:

τ_{sd} : tensão de cisalhamento solicitante;

S_{maj} : coeficiente majorador para cargas permanentes NBR8681/2004;

N_{gk} : carga pontual do pilar;

p : perímetro do pilar;

d : altura útil média.

Por sua vez, a tensão resistente é determinada através da Equação 37, sendo que a mesma leva em consideração a classe de concreto (ALVA, 2007).

$$\tau_{rd} = 0,27\alpha_v(f_{cd}) \quad \text{Equação 37}$$

Onde:

τ_{rd} : tensão resistente de cisalhamento;

α_v : valor adimensional, extraído da Equação 38;

f_{cd} : f_{ck} do concreto com uma taxa de segurança de 40% (MPa).

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad \text{Equação 38}$$

Onde:

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto em MPa.

2.2.2 Estacas

2.2.2.1 Definição

Sendo consideradas elementos de fundação profunda, as estacas são realizadas com a função de transferir as cargas recebidas da construção para as camadas mais resistentes do solo. Estas camadas encontram-se em uma profundidade maior do que quatro vezes o seu diâmetro, sendo assim, elas são capazes de transferir carga através do atrito lateral com o solo (BERBERIAN, 2010).

As estacas devem ser executadas por equipamentos e ferramentas, sem trabalho manual em profundidade, o que as diferem dos tubulões (NBR 6122 – ABNT, 2022), além da presença de um bloco de coroamento, o qual distribui as cargas da estrutura de maneira uniforme para as estacas, ajudando a evitar deslocamentos e falhas, além de servir como o ponto de ligação entre ambas.

Sua utilização é recomendada para obras de grande porte, onde a utilização de fundações rasas não suporta a carga, seja pelas elevadas dimensões que seriam necessárias ou pela má capacidade do solo de absorver as reações, sendo que as mesmas já eram utilizadas desde a época de Cristo (200 a.C. a 200 d.C.) no formato de estacas de madeira, para a construção de pontes (BERBERIAN, 2010).

É importante ressaltar que apenas estacas, sem o solo ao redor, não se considera uma fundação. Sendo assim, o elemento de fundação por estacas é considerado o englobamento da estaca e do maciço que a envolve (AOKI; CINTRA, 2010), pois, a interação entre o solo e estaca é crucial para o desempenho da fundação, assegurando sua estabilidade conforme os critérios técnicos aplicáveis.

2.2.2.2 Tipos de Estaca

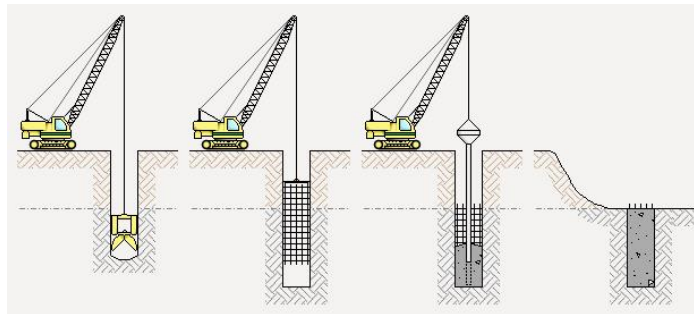
As estacas diferem-se pelo material, carregamento, fabricação e posição. O emprego de diferentes tipos de estaca dá-se pelas condições do solo, as quais a coesão impacta diretamente na resistência da estaca, além da profundidade do lençol freático, o qual impossibilita a realização de alguns tipos e também do custo total da sua execução pois, cada estaca é realizada de um modo diferente, requisitando em alguns casos maquinários específicos, que possuem um custo elevado para sua mobilização.

Dentre os principais tipos de estaca estão as estacas escavadas, estacas raiz, estacas do tipo hélice, estacas do tipo Franki e estacas pré-moldadas de concreto (VELLOSO; LOPES; 2010).

2.2.2.2.1 Estaca escavada

As estacas escavadas são executadas através da escavação do solo por perfuratrizes rotativas ou conchas hidráulicas também conhecidas como 'clamshell', conforme a Figura 12, tendo sua eficácia em solos de alta capacidade de suporte, ou seja, solos de rocha ou extremamente compactados, não sendo indicadas onde há nível de lençol freático baixo (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Figura 12 – Processo executivo de uma estaca escavada

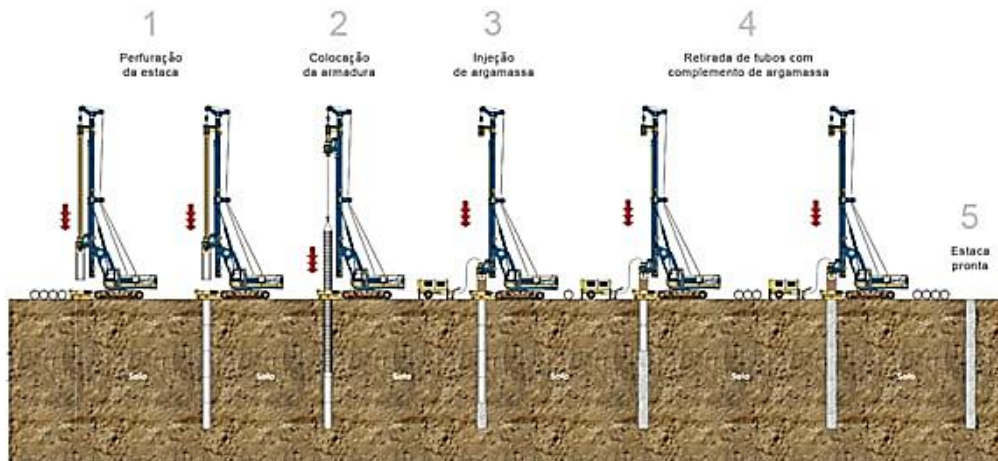


Fonte: CYPE (2010)

2.2.2.2.2 Estaca raiz

Estacas raiz (Figura 13) têm finalidade de suportar carregamentos em áreas onde a capacidade de suporte do solo é relativamente baixa, sendo sua execução realizada através da perfuração do solo e introdução de um tubo metálico, o qual é preenchido posteriormente por uma armadura e injetado a argamassa, removendo assim a camisa metálica, sendo amplamente utilizada em grandes centros urbanos, apresentando recalques reduzidos, porém, seu custo é elevado devido a equipamentos especiais necessários para sua execução (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Figura 13 – Processo executivo de uma estaca raiz

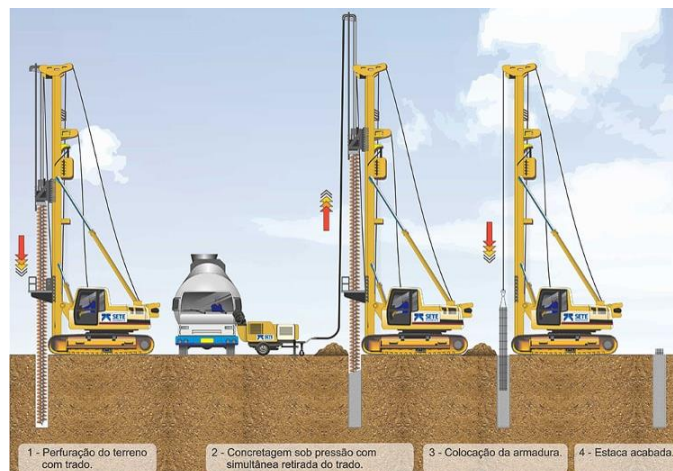


Fonte: Escola Engenharia (2018)

2.2.2.2.3 Estaca do tipo hélice

Estacas do tipo hélice são executadas com a perfuração do solo onde a armadura é inserida posteriormente ao bombeamento do concreto, pois, o mesmo ocorre lentamente durante a retirada da hélice, podendo ser contínua ou segmentada, sendo a diferença entre elas o comprimento da hélice. Sua principal vantagem é a execução relativamente mais rápida em relação a outros métodos, pois, o processo contínuo faz com que agilize a sua construção. Porém, além de requerer equipamentos especiais (Figura 14), o controle do concreto deve ser extremamente rigoroso a fim de preencher adequadamente o vão (PEREIRA, 2017).

Figura 14 – Processo executivo de uma estaca do tipo hélice contínua

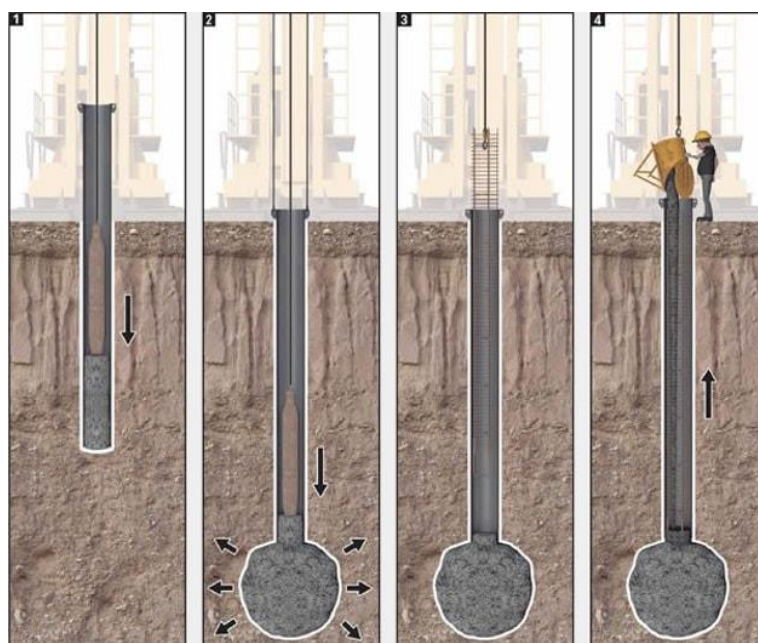


Fonte: Fundações Sete (2017)

2.2.2.2.4 Estaca do tipo Franki

Estacas do tipo Franki são moldadas no local de execução através de um bate estaca inserindo no solo um bulbo preenchido com material granular ou concreto (Figura 15), o qual forma-se uma base mais alargada após a expulsão deste material de dentro do bulbo, afetando consideravelmente a resistência de ponta da estaca. Suas vantagens são a sua ampla capacidade de carga e a sua versatilidade, pois pode ser executada abaixo do nível freático, porém, deve ser utilizada prioritariamente em regiões onde não possuam obras vizinhas tão próximas pois, a alta vibração do impacto com o solo pode danificar as demais estruturas (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Figura 15 – Processo executivo de uma estaca do tipo Franki



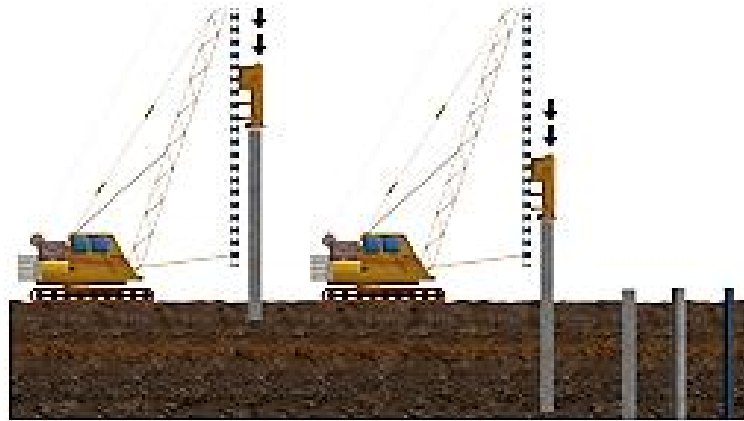
Fonte: Infraestrutura Urbana (2017)

2.2.2.2.5 Estaca pré-moldada de concreto

As estacas pré-moldadas de concreto (Figura 16) são fabricadas em locais externos a obra, sejam fábricas ou concreteiras, a fim de assegurar a qualidade do concreto e acelerar o processo construtivo, tendo em vista que seria necessário apenas o cravamento em obra. Devido a um controle rigoroso no processo de fabricação (NBR 9062 – ABNT, 2017), a durabilidade pode ser maior do que em relação às outras estacas moldadas in loco, além de proporcionar um menor impacto ambiental devido à uma redução de resíduos e materiais desperdiçados, porém, deve-

se atentar que devido ao transporte e a dificuldade de adaptação à imprevistos no terreno, seu custo inicial poderá ser elevado (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Figura 16 – Processo executivo de uma estaca pré-moldada de concreto



Fonte: Escola Engenharia (2018)

2.2.2.3 Dimensionamento das Estacas

O dimensionamento tem como demanda inicial a escolha do tipo de estaca, com base nos critérios técnicos e econômicos e na carga admissível suportada pela mesma. (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). Tendo como base as cargas de projeto e o perfil geotécnico do solo, esta escolha torna-se mais precisa, tendo em vista as limitações impostas para cada um dos diferentes métodos de execução.

Após escolhido o tipo de estaca, o dimensionamento trata de determinar qual a quantidade e o comprimento necessário para as estacas transferirem as cargas ao subsolo, levando em consideração que na maior parte dos casos, trabalha-se com a carga máxima suportada estruturalmente pela mesma, conforme sua seção transversal e a resistência à compressão do material utilizado (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Para a determinação da carga máxima que a estaca poderá suportar, a Equação 39 diz que a carga estrutural da estaca deve ser sempre superior à carga admissível geotécnica, sendo que a resistência admissível da estaca sempre será a menor entre as duas.

$$R_{adm (geotécnica)} \leq R_{adm (estrutural)}$$

Equação 39

Para o cálculo da capacidade de carga admissível das fundações profundas, diversos métodos podem ser empregados, sendo eles através de fórmulas estáticas, dinâmicas e até mesmo através de provas de carga. No Brasil, os cálculos em sua grande maioria são realizados através de métodos semiempíricos, tendo em vista que a técnica de ensaio SPT é amplamente difundida, sendo os dois principais métodos os métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

2.2.2.3.1 Método Aoki-Velloso

O método de cálculo da capacidade de carga das estacas foi criado por Nelson Aoki e Dirceu Velloso no ano de 1975, através de correlações entre os ensaios de penetração contínua de cone (CPT) e os ensaios SPT, sendo separado o cálculo em duas diferentes parcelas, uma responsável por determinar a resistência lateral da estaca e outra responsável por determinar a resistência de ponta da mesma (MONTEIRO et al., 2017).

Sendo assim, para o cálculo da resistência lateral, o método cita que existe uma correlação entre o valor da tensão lateral unitária na ruptura e a resistência lateral local no ensaio CPT, conforme a Equação 40.

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad \text{Equação 40}$$

Onde:

r_L : tensão lateral unitária;

f_s : resistência lateral local;

F_2 : fator de correção.

Este fator de correção F_2 , além do fator de correção F_1 , variam de acordo com o tipo de estaca escolhido. Cabe-se dizer que os valores propostos por Aoki e Velloso na época de formulação do método foram futuramente revistos por Cintra e Aoki, sendo os valores atualizados apresentados no Quadro 02 (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Quadro 2 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	Fator F_1	Fator F_2
Franki	2,5	$2 \times F_1$
Metálica	1,75	$2 \times F_1$
Pré-Moldada	$1 + D/0,8$	$2 \times F_1$
Escavada	3,0	$2 \times F_1$
Raiz	2,0	$2 \times F_1$
Hélice Contínua	2,0	$2 \times F_1$
Hélice de deslocamento	2,0	$2 \times F_1$

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Além do fator de correção F_2 , variando com o tipo de estaca, deve-se ter em mente que para cada tipo de solo existe um certo atrito diferente, seja pela sua granulometria ou composição mineralógica, o que faz com que solos arenosos apresentem menores coeficientes de atrito (α) em relação à solos mais argilosos (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Do mesmo modo do coeficiente de atrito, o solo apresenta uma certa resistência à penetração (K), variando com as propriedades físicas do solo e também a presença de matéria orgânica, sendo que os solos arenosos apresentam coeficientes maiores em relação aos solos argilosos, sendo os dois coeficientes detalhados no Quadro 03.

Quadro 3 – Valores de α e K

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975)

Com os valores referentes ao tipo de estaca e tipo de solo definidos, pode-se calcular a resistência lateral e a resistência de ponta da estaca. Os autores do método simplificam a resistência lateral na ruptura através da Equação 41, sendo que deve ser obrigatoriamente realizado um cálculo para resistência lateral a cada mudança de tipo de solo presente no decorrer da estaca (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

$$R_L = U \times \sum \left(\frac{\alpha \times K \times \overline{N_{SPT}}}{F_2} \times \Delta_L \right) \quad \text{Equação 41}$$

Onde:

R_L : resistência lateral total;

U : perímetro da seção transversal da estaca;

N_{SPT} : número de golpes para cada camada de solo ao longo da estaca;

Δ_L : segmento de estaca na respectiva camada de solo;

Análogo ao cálculo da resistência lateral, o método dispõe também de uma relação entre a resistência de ponta obtida no ensaio CPT com o valor da resistência de base na ruptura, variando de acordo com o fator F_2 , sendo esta relação descrita na Equação 42.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad \text{Equação 42}$$

Onde:

r_p : resistência de base na ruptura;

q_c : resistência de ponta;

F_1 : fator de correção.

Devido à dificuldade no cravamento de algumas estacas, a resistência de ponta pode não representar a real capacidade de carga das estacas, seja pela diminuição de sua dimensão de acordo com o cravamento devido a compactação e formação de uma ponta durante o processo ou até mesmo devido ao recalque diferenciado do solo, o que reduz a sua resistência. No método, a Equação 43 nos demonstra como calcular esta resistência de acordo com o ensaio SPT.

$$R_p = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p \quad \text{Equação 43}$$

Onde:

R_p : resistência de ponta;

K : resistência do solo à penetração;

N_p : número de golpes do ensaio SPT na camada de assentamento da ponta;

A_p : seção transversal da estaca.

Portanto, a capacidade de carga da estaca pode ser determinada através da soma das equações 41 e 43, devendo ser utilizado um fator de segurança igual a 2,0 segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), retornando à Equação 44 como a carga admissível na estaca.

$$R_{adm} = \frac{U \times \sum \left(\frac{\alpha \times K \times \overline{N_{SPT}}}{F_2} \times \Delta_L \right) + \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p}{2,0} \quad \text{Equação 44}$$

2.2.2.3.2 Método Décourt-Quaresma

O método desenvolvido em 1978 por Luciano Décourt e Arthur Quaresma baseia-se nos ensaios SPT, sendo que inicialmente o método fora aplicado para estacas pré-moldadas, abrangendo ao longo do tempo outros tipos de estaca (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Para o cálculo da resistência lateral unitária média, os autores indicam a utilização da Equação 45, a qual leva em consideração o número de golpes médio do ensaio SPT, desde que o valor unitário de cada ensaio esteja compreendido entre 3 e 50 golpes.

$$r_L = 10 \times \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad \text{Equação 45}$$

Onde:

r_L : resistência lateral unitária média;

N_{SPT} : valor médio do número de golpes para cravação do amostrador-padrão.

Sendo assim, o método indica um fator de correção (β) para o cálculo da resistência lateral total da estaca, sendo estes descritos no quadro 04, variando entre tipo de solo e de estaca.

Quadro 4 – Valores de β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Pré-moldada de concreto	Hélice	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,80	1,00	1,00	1,50	3,00
Siltes	0,65	1,00	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	1,00	1,00	1,50	3,00

Fonte: Adaptado de Décourt (2016)

Com a utilização do fator β , utiliza-se da Equação 46 para o cálculo da resistência lateral total da estaca.

$$R_L = \beta \times U \times \Delta_L \times \left[10 \times \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \right] \quad \text{Equação 46}$$

Onde:

R_L : resistência lateral total;

U : perímetro da seção transversal da estaca;

N_{SPT} : número de golpes para cada camada de solo ao longo da estaca;

Δ_L : segmento de estaca na respectiva camada de solo.

De mesmo modo, a resistência de ponta também depende de alguns fatores para seu cálculo, sendo eles o fator de reação de ponta (α), variando de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca, e o coeficiente (C), que relaciona a resistência à penetração com a resistência de ponta, em função do tipo de solo, sendo os mesmos dispostos nos Quadros 5 e 6 (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Quadro 5 – Valores de α

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Pré-moldada de concreto	Hélice	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,85	1,00	0,30	0,85	1,00
Siltes	0,60	1,00	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	1,00	0,30	0,50	1,00

Fonte: Adaptado de Décourt (2016)

Quadro 6 – Valores de C

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Adaptado de Décourt (2016)

Tendo como base os valores dos fatores, o método cita a utilização da Equação 47 para o cálculo da resistência de ponta da estaca. Deve-se atentar ao cálculo correto do número de golpes (N_p), pois, deve ser realizada uma média simples de três números de golpes, sendo estes da camada onde a ponta estará apoiada e também do imediatamente anterior e posterior à ponta da estaca (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

$$R_p = \alpha \times C \times N_p \times A_p \quad \text{Equação 47}$$

Onde:

R_p : resistência de ponta;

A_p : área da ponta da estaca.

Por fim, para atingir a carga admissível da estaca deste método deve-se levar em consideração a não utilização de um mesmo fator de segurança para a resistência lateral e a de ponta, pois, como citado anteriormente, a resistência de ponta nem sempre é assegurada, sendo assim definida pela Equação 48.

$$R_{adm} = \frac{\beta \times U \times \Delta_L \times \left[10 \times \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \right]}{1,3} + \frac{\alpha \times C \times N_p \times A_p}{4,0} \quad \text{Equação 48}$$

Onde:

R_{adm} : carga admissível da estaca.

2.2.2.4 Blocos de coroamento

Segundo Schneider (2020), os blocos de coroamento podem ser definidos como elementos de concreto que possuem função de transferir os esforços dos pilares provenientes da superestrutura para as fundações profundas, pois, são eles quem realizam a ligação entre as estacas e os pilares.

Tendo em vista o comportamento mecânico do conjunto aço/concreto, a determinação de vinculações e a existência da interação entre o solo e a estrutura, o grau de complexidade do projeto dos blocos pode ser aumentado, pois assim como as estacas, são estruturas que não permitem inspeção visual ao longo do tempo, sendo assim, o cálculo deve ser realizado da maneira mais eficaz possível (MUNHOZ, 2004).

Por mais que a NBR 6118 (ABNT, 2023) não forneça um roteiro detalhado de dimensionamento para os blocos, a mesma cita que o modelo estrutural adotado deva ser tridimensional, linear ou não, e modelos de biela-tirante tridimensionais, sendo este o mais preferido devido à melhor visualização na distribuição das forças tanto nas bielas quanto nos tirantes. Devido aos blocos utilizados serem preferencialmente rígidos, não se faz necessário análises como a verificação da punção e distribuição dos esforços na estaca (NBR 6118 – ABNT, 2023).

2.2.2.4.1 Dimensionamento dos blocos de coroamento para uma estaca

O dimensionamento do bloco ocorre de forma variada em decorrência do número de estacas as quais o mesmo estará interligado. Bastos (2023) cita que para blocos de coroamento apoiados sob uma única estaca, em ambas as direções o dimensionamento geométrico deva ser igual, através da Equação 49, sendo o tamanho mínimo calculado adicionando à dimensão da estaca 5cm de cobrimento de cada lado (Figura 17), devido a edificação ser de pequeno porte, garantindo que o dimensionamento respeite o mínimo de 3 a 5cm de cobrimento lateral da maior dimensão do pilar.

$$L_{1B} = L_{2B} = \varnothing_{est} + 2 \times 5cm \quad \text{Equação 49}$$

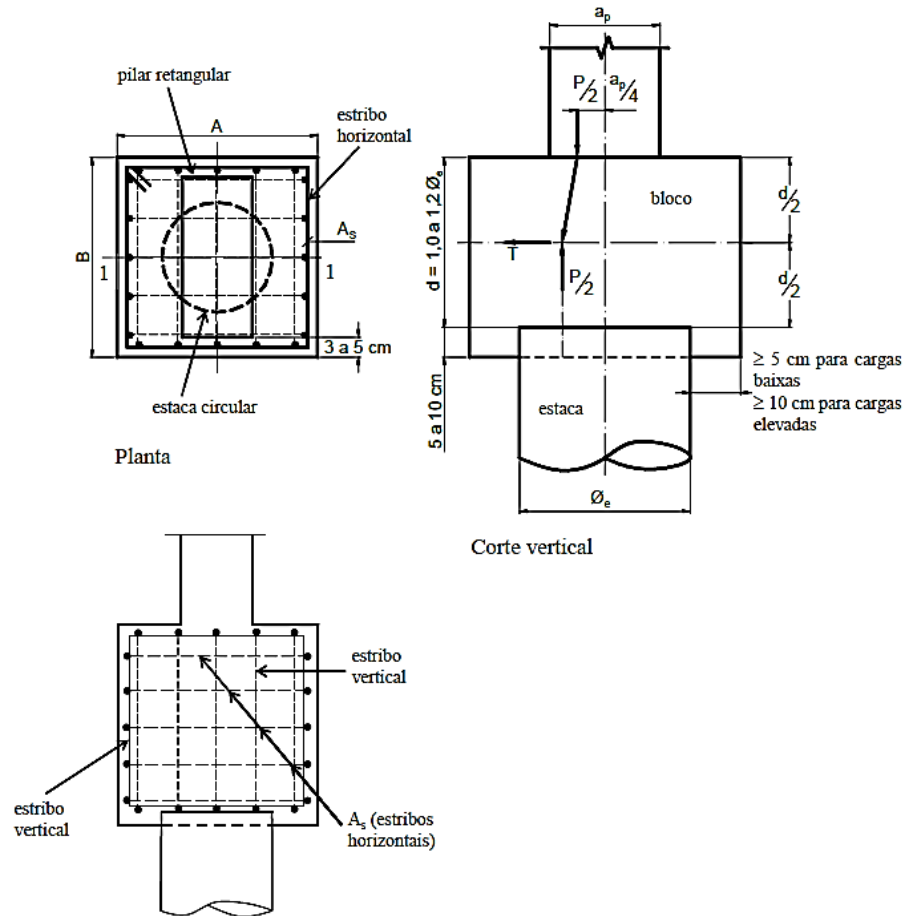
Onde:

L_{1B} : dimensão do bloco no eixo x;

L_{2B} : dimensão do bloco no eixo y;

$\varnothing_{est}$: dimensão da estaca escolhida.

Figura 17 – Dimensionamento geométrico do bloco de coroamento



Fonte: Bastos (2023)

Para o dimensionamento da altura do bloco, Bastos (2023) sugere a utilização da Equação 50, onde deve-se assegurar que o dimensionamento seja suficiente para permitir que a armadura do pilar seja adequadamente ancorada dentro do bloco, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023).

$$h = 1,2 \varnothing_{est} + 5cm$$

Equação 50

Onde:

h : altura do bloco;

$\varnothing_{est}$: dimensão da estaca escolhida;

$5cm$: imersão da cabeça da estaca no bloco.

A necessidade de armadura é inegável, pois, ela é a responsável pelo reforço estrutural do bloco, controlando a abertura de fissuras e prevenindo o fendilhamento do bloco, sendo obrigatória sua utilização de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Ademais, a utilização da armadura é fundamental para a resistência sobre a tração que o bloco pode sofrer devido a ações como vento e cargas excêntricas. A determinação da taxa de aço está descrita nas Equações 51 e 52, sendo que para ambas as dimensões a taxa de aço será a mesma, devido às equações serem influenciadas somente pela carga do pilar e da resistência de cálculo do aço.

$$T_d = 0,25 \times 1,4 \times N_{gk} \quad \text{Equação 51}$$

Onde:

T_d : força de tração;

N_{gk} : carga recebida pelo pilar.

$$A_s \geq \frac{T_d}{f_{yd}} \quad \text{Equação 52}$$

Onde:

A_s : área de aço na forma de estribos horizontais;

f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

Em edificações de pequeno porte, Bastos (2023) afirma que, por simplicidade, os estribos verticais podem ser adotados com a mesma área e diâmetro dos estribos horizontais, tendo em vista que para cargas baixas, a resistência necessária para assegurar um nível adequado de segurança estrutural pode ser atingida com armaduras menores, sem influenciar a integridade da estrutura.

2.3 Análise orçamentária

O ato de analisar economicamente uma obra, trata-se não só de avaliar a parte orçamentária, mas sim, analisar desde a retirada do valor monetário de alguma outra necessidade a questões como investimentos e correções. Esta análise é essencial para assegurar a sustentabilidade financeira do projeto.

Sendo assim, é importante levar em consideração os benefícios que poderiam ser obtidos caso o recurso fosse realocado para ser utilizado em outras alternativas, a fim de tomar decisões sobre viabilidade e rentabilidade do projeto, visando que o retorno econômico seja positivo tanto a curto como a longo prazo.

Para o cálculo do volume de concreto necessário para as sapatas, tendo em vista seu formato não cúbico, será utilizada a Equação 53.

$$V = (A_1 \times h_0) + \left(\frac{h - h_0}{3} \right) \times (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \times A_2}) \quad \text{Equação 53}$$

Onde:

V : volume total de concreto;

A_1 : área da base maior;

A_2 : área da base onde o pilar está apoiado.

Já para o cálculo dos volumes das estacas e dos blocos de coroamento, devido ao seu formato retangular, será utilizado a Equação 54, a qual retorna o quantitativo de concreto necessário para os blocos, tendo em vista que as estacas pré-moldadas são orçadas por metragem linear.

$$V = (A \times C \times L) \quad \text{Equação 54}$$

Onde:

V : volume total de concreto;

A : altura;

C : comprimento;

L : largura;

2.3.1 SINAPI

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) pode ser definido como um banco de administrado pela Caixa Econômica Federal em parceria com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE).

Esta tabela, cuja é obrigatória a ser utilizada em obras onde os recursos sejam provenientes da esfera pública federal, segundo a Lei de Diretrizes Orçamentárias (LDO, 2003).

Sua referência é atualizada mensalmente, a qual inclui materiais novos e materiais que já não são mais utilizados são inativados. Pelo fato de ser um índice

que se baseia em cotações, o efeito marca e a barganha pode influenciar negativamente na produção do banco de dados. O SINAPI é amplamente utilizado em contratos e licitações, garantindo transparência e precisão nos processos de construção, estando com seu reajuste anual em cerca de 4,74% (IBGE, 2025).

3. METODOLOGIA

Com a intenção de realizar uma análise orçamentária de distintos tipos de fundação para uma mesma obra, este trabalho engloba o pré-dimensionamento das estruturas de fundação de uma obra com as cargas, localização e dimensão de pilares pré-definidos por um projeto fornecido pelo Governo Federal, bem como a constituição de um orçamento através do quantitativo de materiais e composições dispostas na tabela SINAPI.

Embora as cargas sejam relativamente baixas e não causem esforços excessivos às fundações, é fundamental realizar o cálculo ou a estimativa dos recalques para confirmar que o estado limite de serviço não será atingido, evitando deformações significativas na estrutura. Essa avaliação é especialmente importante para sapatas, pois os recalques diferenciais em solos mais porosos podem comprometer o desempenho e a estabilidade da fundação. Porém, não serão calculados neste trabalho.

Pode-se também, classificar este estudo de caso como um trabalho exploratório, pois, através de uma planta pré-definida, busca-se explorar diferentes soluções para um mesmo objetivo, ou seja, analisar qual e porque cada um dos métodos de realizar a fundação desta planta é mais viável de modo econômico.

De mesmo modo, também pode-se classificar este trabalho de maneira qualitativa, pois, o mesmo tem como principal objetivo diferenciar a qualidade em questão econômica das fundações profundas e rasas pré-determinadas e por se tratar de uma obra pública, visa auxiliar o projetista a optar qual delas trará melhor retorno para a sociedade, tendo em vista que para todas as obras públicas geralmente são utilizados métodos de fundações frisando preferivelmente a estabilidade da edificação, sem importar-se com a questão à longo prazo envolvida na sua construção.

Para a realização deste trabalho, fora elaborado um fluxograma (Figura 18), o qual demonstra de maneira mais clara os passos a serem seguidos até serem obtidas as análises.

Figura 18 - Passo-a-passo para realização das análises

Fonte: Autoria Própria

Tendo como base a planta de locação fornecida pelo FNDE, foi realizado o pré-dimensionamento de uma fundação profunda, constituída por uma estaca pré-moldada de concreto e um bloco de coroamento, e uma fundação do tipo rasa, constituída por uma sapata ligada diretamente a cada pilar individualmente, tendo como base para seus cálculos a NBR 6118 (ABNT, 2023) e NBR 6122 (ABNT, 2022).

Com este passo inicial findado, será constituído um orçamento através da planilha do Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil (SINAPI), onde após orçamento será possível realizar a análise orçamentária.

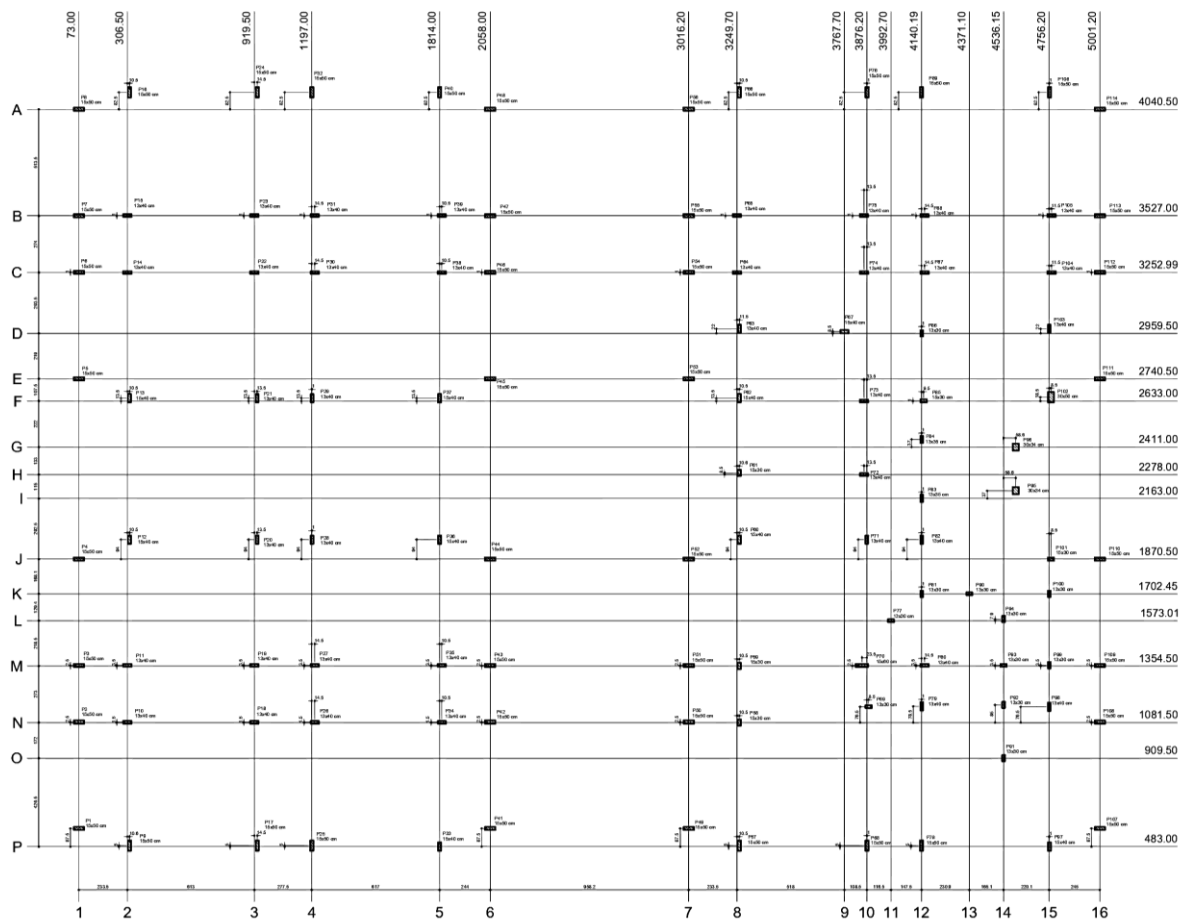
3.1 Projeto arquitetônico e estrutural

O projeto arquitetônico fornecido pelo FNDE consiste em uma edificação escolar com 1.317,99 m² de área total, a qual está sendo edificada no município de

Coronel Vivida – PR. Esta escola possui apenas um pavimento, sendo composta por 15 salas, sendo divididas em setor pedagógico e de administração, 9 banheiros e uma cozinha com refeitório, conforme disposto o Anexo A.

O projeto estrutural das fundações terá como base as cargas e momentos pré-definidos conforme Apêndice A, e locação dos pilares estruturais conforme a Figura 19, podendo ser melhor visualizada no Anexo B.

Figura 19 – Planta de locação dos pilares



Fonte: FNDE (2017)

3.2 Perfil do solo

O perfil de solo determina vários parâmetros para a execução das fundações, pois é através do mesmo que a estabilidade de uma certa estrutura pode ser assegurada. Tendo como base o ensaio SPT do local, pode ser notado a

predominância de solo argiloso, com uma consistência variável entre média e rija, com a presença d'água em um nível de 3,50m no SPT 02, conforme Figura 20, sendo que os demais pontos não apresentaram níveis d'água ante solo impenetrável.

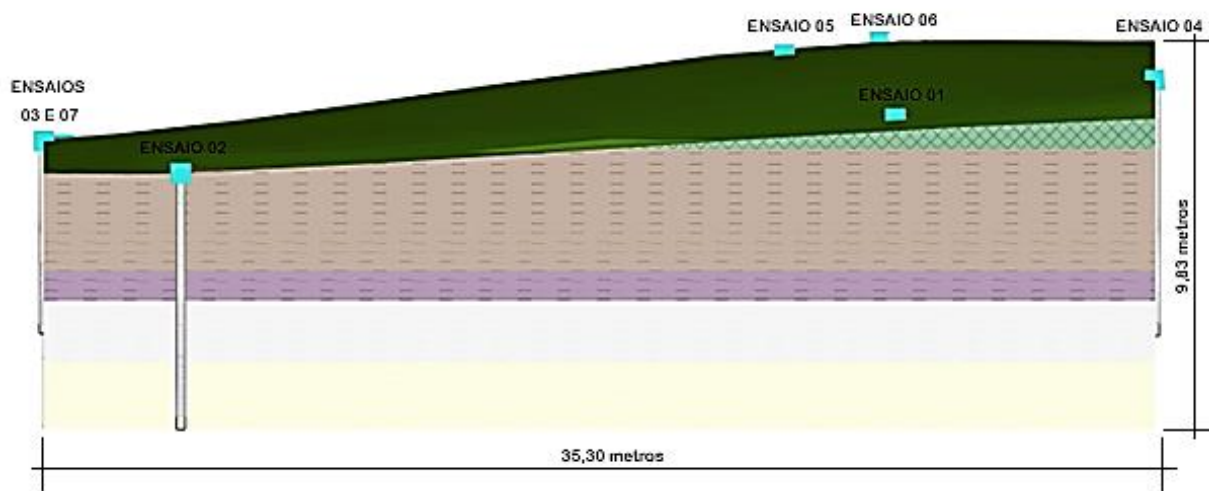
Figura 20 – Pontos de locação dos ensaios SPT



Fonte: Geoperfil (2023)

Esta consistência, nos permite tanto a execução de sapatas, quanto de estacas, pois, quanto mais consistente for o solo, maior é o índice SPT do local. A estratigrafia do solo, gerada a partir do software GEO5 (Figura 21), com a utilização dos dados extraídos dos ensaios SPT, demonstra a camada de solo superficial a ser removido, seguida pela densa camada de argila marrom avermelhada e uma leve camada de argila siltosa arroxeadada, alterando sua coloração para acinzentada e alaranjada, até atingir o solo impenetrável.

Figura 21 – Estratigrafia do solo



Fonte: Autoria própria

1.2 Cálculo e dimensionamento das estruturas

Para o cálculo das estruturas, alguns parâmetros devem ser determinados para ambos os tipos de fundação. Devido a obra ser efetuada no perímetro urbano, a tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023) a impõe uma classe de agressividade II, sendo assim, a tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023) indica que os blocos de coroamento e sapatas de concreto armado devem ser efetuados com um cobrimento mínimo de armadura de 30mm, além da utilização de concreto classe C30, conforme a tabela 4 da NBR 6122 (ABNT, 2022).

3.2.1 Dimensionamento das sapatas

3.2.1.1 Dimensionamento geométrico

Para o cálculo das sapatas, será utilizado como demonstração o Pilar 67, o qual apresenta o maior carregamento na obra em questão, transmitindo às fundações uma carga de 122,69kN, além de momentos nas direções X e Y de 0,39kN e 9,91kN respectivamente. Com as cargas determinadas, deve-se analisar qual dos ensaios SPT melhor representa o solo presente na sapata que será calculada, para fins de demonstração.

Para os cálculos, serão utilizados os Ensaios SPT 01 a 07, disponíveis no Anexo D. Para o pilar em questão, será utilizado o SPT 01, sendo apoiada a sapata na cota 1m e utilizado a profundidade do bulbo de tensões conforme disposto na Equação 02, levando em consideração a segurança, ou seja, adotando o valor mínimo da dimensão da sapata e calculando para a menor média de N_{SPT} permitido, sendo posteriormente aplicado na Equação 01, a fim de obter a pressão admissível do solo, disposto no Quadro 07.

Quadro 7 – Dados SPT e Tensão admissível

Profundidade	N_{SPT}	N_{SPT} adotado
1	7	15
2	12	σ_{adm} (kPa)
3	18	319

Fonte: Autoria própria

Com as cargas e a tensão admitida do solo conhecidas, deve ser calculada a área da sapata (Equação 04), utilizando o coeficiente de majoração conforme disposto em norma.

Com a área necessária obtida, pode ser determinado as dimensões L_1 e L_2 da sapata, utilizando-se da Equação 06.

Tendo em vista o cálculo da menor dimensão lateral, deve-se atentar que a medida necessária não pode ser menor do que a permitida, devendo ser adotada a largura mínima como 0,60m, atendendo as exigências da NBR 6122 (ABNT, 2022).

De mesmo modo, também devem ser calculadas as excentricidades causadas pelos momentos fletores à sapata, conforme disposto nas Equações 11 e 12, adotando a maior carga de majoração disposta em norma.

Com os valores de excentricidade, dimensões e cargas definidas, pode ser efetuado a verificação da tensão máxima de compressão através da Equação 09.

Deve-se levar em consideração que as dimensões calculadas devem gerar uma tensão máxima, menor do que a tensão admissível pelo solo, devendo nestes casos, recalculas as dimensões de modo que esta tensão esteja dentro dos limites aceitáveis.

Com as dimensões mínimas verificadas, parte-se para o pressuposto de que a carga aplicada se dará no núcleo central do pilar, confirmando o disposto na Equação 13.

Para a altura ser calculada, será utilizada a Equação 03 para ambos os lados da sapata, frisando a segurança, tendo em vista que com esta altura mínima, a sapata terá a melhor distribuição possível das tensões, adotando o valor superior mais próximo na escala de múltiplos de 5cm.

Levando em consideração o cobrimento mínimo da ancoragem da armadura do pilar disposto no Anexo C e do cobrimento mínimo definido inicialmente, pode ser analisada se a altura calculada será suficiente ou, se devemos adotar uma altura maior, através da Equação 14.

Com a altura definida, deve ser verificado também se a sapata será rígida, onde terá a melhor distribuição dos esforços ao solo, utilizando-se da Equação 15 e obtendo um ângulo α maior que 30° .

Tendo verificado as diferentes variáveis da altura, pode-se determinar a altura do rodapé da sapata, pela Equação 16 e a necessidade da utilização de caixaria através da Equação 17, obtendo o grau de inclinação da altura.

Caso seja de interesse a não utilização de caixarias, deve-se adotar uma altura de rodapé à qual a inclinação atenda ao previsto, tendo em vista que a relação custo de concreto x custo de caixaria é menor.

3.2.1.2 Dimensionamento das armaduras

Tendo como base os dados geométricos da sapata, dá-se início ao cálculo das armaduras, onde primariamente deve ser confirmada a possibilidade de realizar o mesmo pelo método CEB-70, através da Equação 18:

Com a possibilidade confirmada, inicia-se o cálculo através da Equação 19, calculando a reação que o solo efetuará na sapata e através desta reação, calcular os momentos solicitantes utilizando-se das Equações 22 e 23.

Com os momentos encontrados, pode ser obtida através da Equação 24 a área mínima de aço necessária. Deve-se levar em conta que para o cálculo fora definida a utilização de aço CA-50, tendo em vista que é o mais utilizado na construção civil, com 10mm de diâmetro, utilizando a tensão de escoamento de cálculo como $43,5\text{kN/cm}^2$ e para a altura útil (d), deve ser descontado da altura total além do diâmetro do aço, o cobrimento de 3cm.

Levando em questão que o espaçamento entre barras, deve ser entre 10 e 20cm, em casos onde a área de aço necessária seja pequena e queira se admitir a

utilização do espaçamento correto, deve ser calculada a quantidade de barras através da Equação 25, utilizando-se o espaçamento máximo a fim de minimizar a quantidade de barras, arredondando para o próximo valor inteiro superior.

O comprimento adotado das barras será o mesmo comprimento da sapata, respeitando os cobrimentos laterais, exceto para o comprimento dos ganchos, onde será adotado o comprimento de 8ϕ conforme NBR 6118 (ABNT, 2023) e arredondando para o próximo número inteiro, a fins de facilitar a execução. A mesa da sapata, ou seja, a parte superior a qual receberá a base do pilar, será de 2,5cm, tendo assim dimensão suficiente para o encaixe das formas do pilar. A execução das sapatas deverá respeitar a NBR 6122 (ABNT, 2022), a qual determina que seja efetuada um lastro de concreto magro com a espessura de 5,0cm, a fim de proteger a concretagem da sapata, homogeneizando e regularizando a superfície.

3.2.1.3 Verificações de segurança

Para a verificação de segurança das sapatas, dois métodos serão utilizados a favor da segurança, sendo eles o do cisalhamento e o das bielas. Na intenção de prevenir que ocorra rompimento do concreto por compressão entre a sapata e o pilar pelo método das bielas, devem ser utilizadas as equações 36 e 37:

Sendo assim, tendo a verificação $\tau_{sd} \leq \tau_{rd2}$ respeitada, pode-se afirmar que não haverá a ruptura do concreto nas bielas.

Para a verificação de segurança quanto ao cisalhamento, inicialmente devem ser utilizadas as equações 30, 31, 32, 33, 34 e 35, a fim de calcular a força cortante solicitante de cálculo.

Após obter a força cortante de cálculo, deve ser calculada a força cortante resistente, inicialmente calculando as componentes através das equações 27, 28, 29 e 30.

Com todos os valores calculados, deve-se realizar a verificação através da equação 26, a qual cita que caso o valor resistente de cálculo seja maior ou igual ao valor solicitante, a utilização de armaduras transversais pode ser dispensada.

3.2.2 Dimensionamento das estacas

3.2.2.1 Determinação da dimensão da estaca

Tendo em vista a utilização do mesmo perfil de solo, aliado a um dos modos mais comuns de serem executadas fundações do tipo estacas no município, foi determinado que serão utilizadas estacas pré-moldadas cravadas, de mesma dimensão, a fim de diminuir divergências quanto a execução da fundação.

Para a determinação da dimensão, levando em consideração a carga transmitida pelo pilar, deve ser utilizado o Quadro 08 (AOKI; CINTRA, 2010).

Quadro 8 – Carga de catálogo para Estacas Pré-Moldadas de Concreto

Dimensão (cm)	Carga de catálogo (kN)
20x20	400
25x25	600
30x30	900
35x35	1200

Fonte: Adaptado de Aoki e Cintra (2010)

Logo, tendo em vista que a carga transmitida pelo pilar em questão é correspondente a 122,69kN, a dimensão da estaca a ser adotada pode ser a mínima disponível que suporte a carga, ou seja, 20cm x 20cm.

3.2.2.2 Determinação da profundidade da estaca

Com o laudo SPT e as dimensões da estaca em mãos, a profundidade da estaca foi definida por meio da menor capacidade de carga obtida entre os resultados numéricos dos métodos Aoki-Velloso e método Décourt-Quaresma, a fim de obter um valor mais seguro da capacidade de suporte das estacas. Foi utilizada uma planilha desenvolvida no software *Exce*®, na qual os dados inseridos correspondem aos do laudo de sondagem, a exemplo do que pode ser observado na Figura 22.

Figura 22 – Capacidade de suporte da estaca para o laudo SPT 01

Obra: CRECHE MUNICIPAL FNDE				Seção da estaca quadrada: 20 cm	
Local: CORONEL VIVIDA				f _{ck} do concreto da estaca: 30 MPa	
Tipo de estaca: Pré-moldada cravada				Resistência da estaca: 673 kN	
F1 = 2,5				Coef. Segurança: 2,0	
F2 = 3,5					

				Décourt-Quaresma							Aoki-Velloso						
Cota (m)	Prof.	SPT	Solo	K (kN/m2)	qp (kN/m2)	Qp (kN)	qs (kN/m2)	Qs (kN)	Qtota I (kN)	Q/C S	K (kN/m2)	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qttotal (kN)	Q/CS (kN)	Q calc. (kN)
559	0	-	Argila														0
558	1	7	Argila														16
557	2	12	Argila							11							36
556	3	18	Argila	120	1720	69	70	108	177	84	200	6,0%	58	90	148	74	74
555	4	13	Argila	120	1640	66	53	151	217	116	200	6,0%	42	126	168	84	84
554	5	10	Argila	120	1000	40	43	186	226	143	200	6,0%	32	153	185	93	93
553	6	2	Argila	120	520	21	17	199	220	153	200	6,0%	6	159	165	83	83
552	7	1	Argila	120	720	29	13	210	238	161	200	6,0%	3	162	165	82	82
551	8	15	Argila	120	1320	53	60	258	310	198	200	6,0%	48	203	251	125	125
550	9	17	Argila	120	1920	77	67	311	388	239	200	6,0%	54	249	304	152	152

Fonte: Autoria própria

3.2.2.3 Dimensionamento estrutural do bloco de coroamento

Levando em consideração aos pilares transmitirem cargas relativamente baixas e serem devidamente espaçados, previamente pode-se admitir que os mesmos serão suportados por apenas uma estaca cada, sendo assim, o dimensionamento do bloco de coroamento será calculado do mesmo modo para todas as estacas.

Adotando que as dimensões das estacas tenham uma seção quadrada de 20x20cm, para dimensionar o bloco de coroamento inicialmente deve-se utilizar a Equação 49, a qual refere-se à blocos de coroamento para uma única estaca segundo Bastos (2023).

Segundo Carvalho (2009), a distância mínima entre a face do pilar e a face do bloco deve ser de 10 centímetros, devendo ser levada em consideração para as dimensões laterais dos blocos.

Após ter calculado as dimensões dos lados, para o cálculo da altura do bloco deve ser utilizada a Equação 50 (BASTOS, 2023). Porém, deve-se atentar que a altura útil do bloco deve corresponder minimamente ao comprimento de ancoragem necessário do pilar, arredondando para o valor superior múltiplo de 5cm, facilitando a sua execução.

Por fim, o dimensionamento geométrico deve assegurar a rigidez do bloco, a qual pode ser determinada através da Equação 03, também presente no dimensionamento das sapatas.

Com as dimensões definidas, passa-se ao cálculo da área de aço necessária ao bloco, a fim de prevenir o fendilhamento do mesmo, através das equações 51 e 52.

Com a área de aço definida, os estribos horizontais e verticais podem ser definidos e serem de mesma bitola conforme Bastos (2023), devido a obra ser composta por pilares com cargas relativamente baixas.

3.3 Análise orçamentária

Tendo em vista que a parte orçamentária é extremamente impactante no projeto de uma obra, a análise será realizada através da planilha SINAPI, utilizando os dados obtidos em dimensionamento geométrico e de armadura tanto para as sapatas quanto para as estacas e seus blocos de coroamento.

Para o orçamento da sapata, deverá ser adotado os quantitativos calculados, sendo eles as dimensões geométricas para o cálculo do volume de concreto e as armaduras, a fim de calcular seu peso em kg:

Para a determinação da quantidade de concreto, deve ser separada a sapata em duas partes, uma com seção retangular e outra com a seção tronco piramidal, somando-se ambos, através da Equação 53.

Para a determinação da quantidade de aço, deverá ser contabilizado o comprimento total do aço multiplicado pelo seu peso específico.

Com os quantitativos, aliados a tabela SINAPI, a qual é obrigatória a utilização entre as licitações de obras governamentais, deverá ser analisado os itens necessários para execução, sendo os quantitativos multiplicados pelo valor constante em cada um dos itens da tabela SINAPI, conforme o Quadro 9.

Quadro 9 – Orçamento para a execução de sapatas

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	CUSTO
96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA (INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS).	M³	R\$45,87
96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, ESPESSURA DE 5 CM.	M²	R\$39,01
96546	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAMÉ OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM.	KG	R\$14,97
96558	CONCRETAGEM DE SAPATA, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO.	M³	R\$654,07
96529	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM, 1 UTILIZAÇÃO.	M²	R\$278,96

Fonte: Autoria própria

No caso das estacas, será de mesma forma utilizado os dimensionamentos obtidos, sendo que para a determinação do quantitativo de concreto necessário para o bloco de coroamento, deve-se utilizar a Equação 54, a qual representa o volume de um objeto retangular:

Para a quantidade de aço necessária, deverá ser realizado da mesma forma do cálculo para as sapatas, porém, deve-se levar em consideração o peso específico do aço CA-50 que será utilizado.

Tendo em vista o formato do bloco de coroamento ser quadrado em planta, poderá ser dispensada a utilização de fôrmas.

Com os quantitativos calculados, podemos realizar o orçamento através do Quadro 10.

Quadro 10 – Orçamento para a execução de estacas pré-moldadas e blocos de coroamento

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	CUSTO
100657	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO SEÇÃO QUADRADA, CAPACIDADE DE 50 TONELADAS, INCLUSO EMENDA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO).	M	R\$155,23
96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, ESPESSURA DE 5 CM.	M ²	R\$39,01
96544	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAMÉ OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM.	KG	R\$19,77
95601	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE ATÉ 40 CM.	UN	R\$22,03
96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS).	M ³	R\$45,87
96557	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO.	M ³	R\$619,54
96528	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM, 1 UTILIZAÇÃO.	M ²	R\$161,64

Fonte: Autoria Própria

De todo modo, há de se dizer que se faz interessante a consulta dos materiais constantes nas composições necessárias para a realização dos serviços, tendo em vista que em alguns casos, ocorre a omissão de materiais e mão-de-obra necessária para a correta execução do pretendido, conforme presente nos quadros 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 e 20.

Quadro 11 – Analítico da Composição 96521 por metro cúbico

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,166
88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,105
5679	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHI DIURNO	CHI	0,096
5678	RETROESCAVADEIRA SOBRE RODAS COM CARREGADEIRA, TRAÇÃO 4X4, POTÊNCIA LÍQ. 88 HP, CAÇAMBA CARREG. CAP. MÍN. 1 M3, CAÇAMBA RETRO CAP. 0,26 M3, PESO OPERACIONAL MÍN. 6.674 KG, PROFUNDIDADE ESCAVAÇÃO MÁX. 4,37 M - CHP DIURNO	CHP	0,192

Fonte: Autoria Própria

Quadro 12 – Analítico da Composição 96619 por metro quadrado

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
94968	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	M3	0,069
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,12265
88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,33905

Fonte: Autoria Própria

Quadro 13 – Analítico da Composição 96546 por quilograma

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
92803	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10,0 MM	KG	1
88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,116
88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,044
43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025

39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,48
-------	--	----	------

Fonte: Autoria Própria

Quadro 14 – Analítico da Composição 96558 por metro cúbico

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO	CHI	0,133
90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO	CHP	0,161
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,881
88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,587
1525	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBEAMENTO (DISPONIBILIZACAO DE BOMBA), SEM O LANCAMENTO (NBR 8953)	M3	1,26

Fonte: Autoria Própria

Quadro 15 – Analítico da Composição 96529 por metro quadrado

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
91693	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHI DIURNO	CHI	1,045
91692	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHP DIURNO	CHP	0,26
88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	2,999
88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,341
40304	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	KG	0,047
6212	TABUA *2,5 X 30 CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	M	4,55
5074	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 15 X 18 (1 1/2 X 13)	KG	0,017

5073	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 17 X 24 (2 1/4 X 11)	KG	0,141
4517	SARRAFO *2,5 X 7,5* CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	M	13,385
2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM AGUA	L	0,0167

Fonte: Autoria Própria

Quadro 16 – Analítico da Composição 100657 por metro linear

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
90778	ENGENHEIRO CIVIL DE OBRA PLENO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0078
90776	ENCARREGADO GERAL COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0235
89843	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHP DIURNO	CHP	0,047
89218	BATE-ESTACAS POR GRAVIDADE, POTÊNCIA DE 160 HP, PESO DO MARTELO ATÉ 3 TONELADAS - CHI DIURNO	CHI	0,094
88317	SOLDADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,141
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,141
38539	ESTACA PRE-MOLDADA MACICA DE CONCRETO VIBRADO ARMADO, PARA CARGA DE 50 T, SECAO QUADRADA, COM ANEL METALICO INCORPORADO A PECA (SOMENTE FORNECIMENTO)	M	1,099
10997	ELETRODO REVESTIDO AWS - E7018, DIAMETRO IGUAL A 4,00 MM	KG	0,0545

Fonte: Autoria Própria

Quadro 17 – Analítico da Composição 96544 por quilograma

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
92801	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6,3 MM	KG	1
88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,196
88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,075

43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025
39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL, EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,856

Fonte: Autoria Própria

Quadro 18 – Analítico da Composição 95601 por unidade

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
102275	MARTELO DEMOLIDOR ELÉTRICO, COM POTÊNCIA DE 2.000 W, 1.000 IMPACTOS POR MINUTO, PESO DE 30 KG - CHP DIURNO	CHP	0,1627
102274	MARTELO DEMOLIDOR ELÉTRICO, COM POTÊNCIA DE 2.000 W, 1.000 IMPACTOS POR MINUTO, PESO DE 30 KG - CHI DIURNO	CHI	0,2003
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,363

Fonte: Autoria Própria

Quadro 19 – Analítico da Composição 96557 por metro cúbico

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO	CHI	0,075
90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO	CHP	0,092
88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,501
88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,334
1525	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBEAMENTO (DISPONIBILIZACAO DE BOMBA), SEM O LANCAMENTO (NBR 8953)	M3	1,23

Fonte: Autoria Própria

Quadro 20 – Analítico da Composição 96528 por metro quadrado

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE
91693	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHI DIURNO	CHI	0,163
91692	SERRA CIRCULAR DE BANCADA COM MOTOR ELÉTRICO POTÊNCIA DE 5HP, COM COIFA PARA DISCO 10" - CHP DIURNO	CHP	0,041
88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,596
88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,656
40304	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	KG	0,029
6212	TABUA *2,5 X 30 CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	M	4,284
5074	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA 15 X 18 (1 1/2 X 13)	KG	0,042
4491	PONTALETE *7,5 X 7,5* CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	M	3,426
4517	SARRAFO *2,5 X 7,5* CM EM PINUS, MISTA OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	M	2,504
2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM ÁGUA	L	0,0167

Fonte: Autoria Própria

Sendo assim, é possível ser realizada a análise dos itens constantes nos analíticos de cada composição, a fim de verificar se os itens estão de acordo com a necessidade real para a execução.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Após o dimensionamento das fundações, este capítulo demonstra os resultados e o tratamento dos dados, de forma a obtermos as melhores soluções orçamentariamente possíveis para a execução das fundações em questão.

É importante frisar que as análises serão realizadas com base apenas nos dois métodos citados, ou seja, através de sapatas e através de estacas pré-moldadas e seus blocos de coroamento.

4.1 Pré-dimensionamento das sapatas

Através do pré-dimensionamento das sapatas (Apêndice B), utilizando-se de contextos pré-definidos como aço CA-50 com $\phi 10,0\text{mm}$ e concreto de classe C30, conforme determinando pela NBR 6122 (ABNT, 2022) pôde-se obter os seguintes quantitativos:

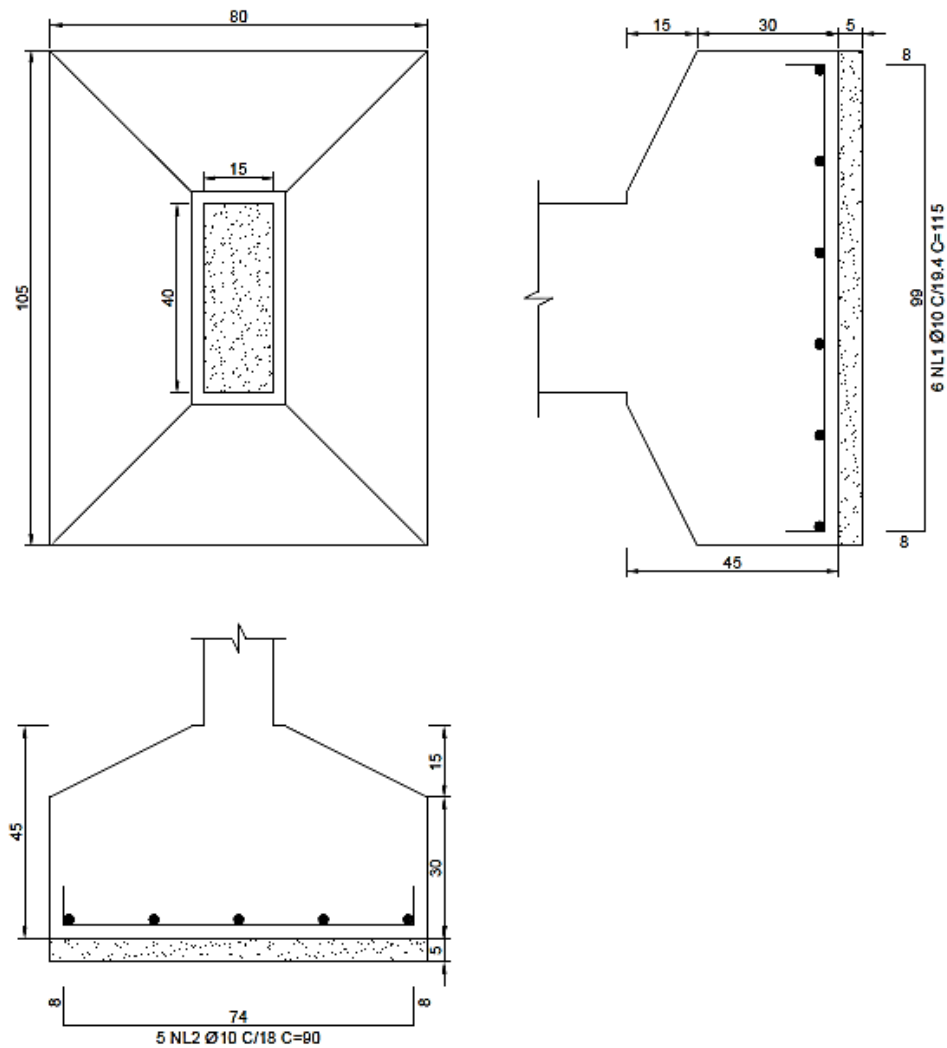
Quadro 21 – Quantitativo de materiais para a execução das fundações por meio de sapatas

Sapatas
Volume de concreto para as sapatas total (m³):
22,39
Quantidade de aço total (kg)
397,17
Quantidade de madeira total (m²)
141,12

Fonte: Autoria Própria

Estes valores foram obtidos pela soma dos quantitativos individuais por sapata, conforme Figura 23.

Figura 23 – Pré-dimensionamento da sapata para o pilar P67



Fonte: Autoria Própria

Destaca-se que devido as cargas serem baixas, em aproximadamente 80% dos pré-dimensionamentos as dimensões das sapatas tiveram como dimensão mínima o exigido pela NBR 6122 (ABNT, 2022), ou seja, dimensão mínima de 60 centímetros, com a dimensão da outra lateral variando de acordo com as dimensões dos pilares, a fim de permitir a utilização do método CEB-70, a qual relata que os balanços devem ser iguais em ambas as direções.

É importante citar que para o pilar com a maior carga, P67, a maior dimensão em planta da sapata será de 80cm x 105cm, o que representa, pelas dimensões serem pequenas, que a estrutura não repassa cargas expressivas para o solo.

Utilizando-se da tabela SINAPI, aliada aos quantitativos dispostos anteriormente, fora gerado o orçamento a seguir:

Quadro 22 – Orçamento preliminar para a execução das fundações por meio de sapatas

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	CUSTO	QUANTIDADE	CUSTO TOTAL
96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA SEM ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS).	M³	R\$45,87	25,61	R\$1.174,73
96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, ESPESSURA DE 5 CM.	M²	R\$39,01	64,33	R\$2.509,32
96546	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM.	KG	R\$14,97	397,17	R\$5.945,67
96558	CONCRETAGEM DE SAPATA, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO.	M³	R\$654,07	22,39	R\$14.644,63
96529	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA SAPATA, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM, 1 UTILIZAÇÃO.	M²	R\$278,96	141,12	R\$39.365,44
				VALOR TOTAL:	R\$63.639,80

Fonte: Autoria própria

4.2 Pré-dimensionamento das estacas e blocos de coroamento

Para as estacas e seus respectivos blocos de coroamento (Apêndice C), fora utilizado um concreto com a mesma classe, porém, devido a cargas extremamente baixas, fora substituído o aço CA-50 com $\phi 10,0\text{mm}$ por um aço CA-50 com $\phi 6,3\text{mm}$, adotando uma margem de segurança conforme Bastos (2023), obtendo o dimensionamento constante no Anexo E, presentes no quadro resumo a seguir.

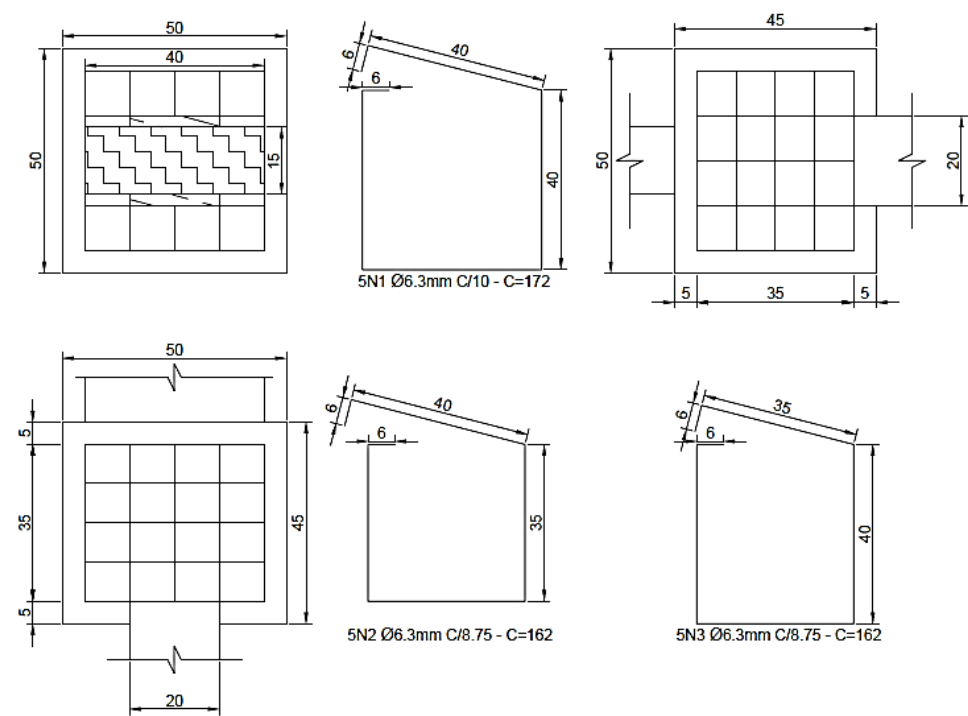
Quadro 23 – Quantitativo de materiais para a execução das fundações por meio de estacas pré-moldadas e blocos de coroamento

Estacas e Blocos de Coroamento	
Volume de concreto dos blocos total (m³):	
13,05	
Quantidade de aço total (kg)	
697,47	
Quantidade de madeira total (m²)	
97,18	
Comprimento de estacas pré-moldadas 20x20cm total (m)	
596	

Fonte: Autoria Própria

Os quantitativos totais foram obtidos através da soma dos quantitativos individuais para os blocos de coroamento e estacas, conforme dispostos na Figura 24.

Figura 24 – Pré-dimensionamento da estaca e bloco de coroamento para o pilar P67



Fonte: Autoria Própria

Para a obtenção do orçamento das fundações através de estacas, fora utilizado o Quadro 24, no qual os custos unitários estão atualizados com base na referência de abril de 2025.

Quadro 24 – Orçamento preliminar para a execução das fundações por meio de estacas pré-moldadas e blocos de coroamento

CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	CUSTO	QUANTIDADE	CUSTO TOTAL
100657	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO SEÇÃO QUADRADA, CAPACIDADE DE 50 TONELADAS, INCLUSO EMENDA (EXCLUSIVE MOBILIZAÇÃO E DESMOBILIZAÇÃO).	M	R\$155,23	513	R\$79.632,99
96619	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM BLOCOS DE COROAMENTO OU SAPATAS, ESPESSURA DE 5 CM.	M²	R\$39,01	32,27	R\$1.258,89
96544	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM.	KG	R\$19,77	697,47	R\$13.788,90
96521	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA BLOCO DE COROAMENTO OU SAPATA COM RETROESCAVADEIRA INCLUINDO ESCAVAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DE FÔRMAS).	M³	R\$45,87	14,66	R\$672,41
95601	ARRASAMENTO MECANICO DE ESTACA DE CONCRETO ARMADO, DIAMETROS DE ATÉ 40 CM.	UM	R\$22,03	114	R\$2.511,42
96557	CONCRETAGEM DE BLOCOS DE COROAMENTO E VIGAS BALDRAMES, FCK 30 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO.	M³	R\$619,54	13,05	R\$8.085,00
96528	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA BLOCO DE COROAMENTO, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM, 1 UTILIZAÇÃO.	M²	R\$161,64	97,19	R\$15.708,82
				VALOR TOTAL:	R\$121.658,33

Fonte: Autoria Própria

Como visto para o Pilar 67, pilar mais carregado da obra, apenas 1 estaca já fora suficiente para suportar as cargas transmitidas, o que aliado ao fator de

segurança levado em consideração nos cálculos, certamente fez com que a rigidez mínima obtida possa ter onerado as estacas além do necessário.

Para os blocos de coroamento, o seu dimensionamento referiu-se principalmente às dimensões dos pilares, adotando blocos com dimensões laterais iguais, a fim de minimizar a possibilidade dos erros construtivos, variando em dimensões entre 40x40cm a 70x70cm, e alturas entre 40 e 45cm.

4.3 Análise comparativa

A análise orçamentária evidenciou uma disparidade significativa entre os orçamentos para a realização das fundações por ambos os métodos, com um aumento no custo de aproximadamente 91% para a execução das mesmas através de estacas pré-moldadas. Porém, há alguns quesitos que devem ser levados em consideração na escolha do tipo de fundação, seja a necessidade de equipamentos e mão de obra específica para a execução dos métodos ou a possibilidade de dispensa de utilização de fôrmas para a sua execução.

No quesito do concreto, o custo para a realização por sapatas fora significativamente maior em relação aos blocos, porém, ao analisarmos a composição das estacas, percebe-se que grande parte deste valor se refere ao volume de concreto necessário para sua produção, o qual adicionado aos blocos, supera o custo das sapatas.

Para a composição do aço, mesmo as sapatas utilizando um $\phi 10,0\text{mm}$ e os blocos $\phi 6,3\text{mm}$, o que representa que o aço da sapata apresenta uma densidade linear maior, a quantidade em kg necessária para sua execução é menor em relação aos blocos, o que resulta em um custo de aproximadamente 57% a menos.

Além dos materiais citados, a madeira para as fôrmas também representa uma diferença significativa entre os orçamentos, tendo em vista que a área de madeira com espessura de 2,5mm é relativamente maior e mais onerosa para a execução de sapatas, ocasionando uma diferença de 150% entre os custos.

Cabe-se destacar que pelo terreno ser composto por argila média a rija, a utilização de fôrmas na execução das sapatas pode ser dispensada, tendo em vista que o custo das mesmas representa aproximadamente 61,8% do custo total do orçamento, porém, o consumo de concreto adotando a altura do rodapé igual a altura

total da sapata seria maior e mesmo com este acréscimo no quantitativo de concreto, a dispensa nas fôrmas seria economicamente viável, tornando o método ainda mais vantajoso em relação às estacas.

Quadro 25 – Comparativo entre orçamentos preliminares

Sapatas	Estacas e Blocos de Coroamento
Custo Total	Custo Total
R\$63.639,80	R\$121.658,33

Fonte: Autoria Própria

5. CONCLUSÃO

Após uma apresentação do estudo de caso e os diferentes tipos de fundação que foram pré-dimensionados, aliados à sua avaliação dos custos através da SINAPI, algumas conclusões puderam ser observadas, identificando a solução mais apropriada para o caso em questão.

Ademais da questão orçamentária, há de se preocupar com aspectos como cronograma de obra, mão-de-obra necessária e também a qualidade da execução dos métodos escolhidos, tendo em vista que os diferentes tipos apresentam processos construtivos distintos. As estacas pré-moldadas são realizadas em locais onde existe um controle mais rigoroso da qualidade do concreto em relação ao chão-de-obra, porém, demandam de uma cravação bem executada para que a resistência calculada seja alcançada. Para as sapatas, devido a sua maior escavação e quantitativo de fôrmas e concreto a serem empregadas, a sua execução pode ser relativamente mais demorada, o que pode atrasar o prazo final da construção caso seja o método escolhido.

Baseando-se nestas análises realizadas, pode-se concluir que adotando o ponto de vista orçamentário, o sistema de fundação por sapatas isoladas é a alternativa mais economicamente viável para a edificação escolar em questão, com um custo global 52% inferior ao sistema implantado através de estacas pré-moldadas.

5.1 Sugestão de trabalhos futuros

- Analisar a viabilidade ambiental para os tipos de fundações escolhidos;
- Analisar de maneira orçamentária e ambiental para demais tipos de fundações, tendo em vista que neste trabalho foram fixados apenas dois dos distintos tipos existentes;
- Analisar economicamente os métodos de execução escolhidos, levando em consideração o tempo de retorno, aplicações e investimentos existentes.

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, Paulo Rocha de; GARCIA, Jean Rodrigo. Engenharia de fundações. 1. ed. Rio de Janeiro, RJ: LTC, 2020
- ARGAN, G. C. O Tratado "De Re Aedificatoria". In ARGAN, G.C. História da Arte como História da Cidade. São Paulo: Martins Fontes, 1995, p.105-119.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3. ed. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. 3. ed. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9052: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.
- BASTOS, P. S. Blocos de Fundação. Bauru, 2020. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf>>. Acesso em: 06 de janeiro de 2025.
- BASTOS, P. S. Sapatas de Fundação. Bauru, 2023. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 06 de janeiro de 2025.
- BERBERIAN, D. Engenharia de Fundações. 1. ed. Brasília: UnB/Infrasolo-Geotechpress, 2010. v. 01. 899p.
- CARVALHO. R. C. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2. Editora PINI, 2009. v. 02. 589p
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- ELETRICIDADE. Tipos de solo. Disponível em: <<http://instagram.com/p/DJxLjEcviAW/>>. Acesso em 04 de junho de 2025.
- GEO5. Fine, 2005. Disponível em: <<https://geo5.com.br/downloads/>>. Acesso em: 07 de dezembro 2024.
- HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. Fundações – Teoria e prática. São Paulo, Ed. Pini, ABMS/ABEF, 2ª. ed., 2000, 751p.
-

JANUÁRIO, Gabriel. Tipos de solo e suas aplicações na construção civil. [S. l.], 9 maio 2019. Disponível em: <https://www.geosensori.com.br/2019/05/09/tipos-de-solo-e-suas-aplicacoes-na-construcao-civil/>. Acesso em: 12 de fevereiro de 2025.

LUCHI, L.A.R. Estruturas de Fundações 2013-1. [S. l.], [s. d.]. Disponível em: <https://ecivilufes.wordpress.com/wp-content/uploads/2013/06/2-fundac3a7c3b5es-diretas.pdf>. Acesso em 06 de janeiro de 2025.

MILANI, C. J. PROPOSTA DE INDICADORES DE SUSTENTABILIDADE PARA O PROJETO DE PONTES DE PEQUENOS VÃOS. Tese (Doutorado) — Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2020.

NAVES, H. Fundações: Mais de 5000 Anos de História [S. l.], 1 fev. 2024. Disponível em: <https://gontijoengenharia.com.br/fundacoes-mais-5000-anos-de-historia/>. Acesso em: 12 de fevereiro de 2025.

PEREIRA, Caio. Estaca Raiz: Características, Processo Executivo, Vantagens e Desvantagens. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-raiz/> Acesso em: 29 de janeiro de 2025.

SCHNAID, Fernando. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações / Fernando Schnaid, Edgar Odebrecht. -- 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa e Custos e Índices da Construção Civil. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/estatisticas/economicas/precos-e-custos/9270-sistema-nacional-de-pesquisa-de-custos-e-indices-da-construcao-civil.html?=&t=resultados>. Acesso em: 31 de janeiro de 2025.

VIANA, Dandara. Ensaio SPT: aprenda como interpretar os resultados. In: Ensaio SPT: aprenda como interpretar os resultados. [S. l.], 23 jan. 2018. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/resultado-ensaio-spt/> Acesso em: 11 de dezembro de 2024.

APÊNDICE A – DIMENSÕES E CARGAS DOS PILARES

Quadro 26 – Dimensões e cargas dos pilares

Nº do Pilar	Seção do Pilar		Cargas Máximas		
	X	Y	N (kN)	Mx (kN)	My (kN)
1	0,15	0,50	31,58	0,88	0,10
2	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
3	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
4	0,15	0,50	31,87	0,88	0,20
5	0,15	0,50	31,87	0,88	0,20
6	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
7	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
8	0,15	0,50	31,58	0,88	0,10
9	0,15	0,50	63,45	0,29	5,20
10	0,13	0,40	70,51	0,88	5,59
11	0,13	0,40	70,90	0,98	5,69
12	0,15	0,40	75,22	2,55	0,59
13	0,15	0,40	75,22	2,55	0,59
14	0,13	0,40	71,89	0,98	6,28
15	0,13	0,40	71,49	0,88	6,28
16	0,15	0,50	63,45	0,29	5,20
17	0,15	0,50	85,81	7,55	5,20
18	0,13	0,40	90,03	3,73	4,41
19	0,13	0,40	72,57	2,65	4,90
20	0,13	0,40	86,60	0,69	1,18
21	0,13	0,40	86,50	0,69	1,18
22	0,13	0,40	74,53	2,35	5,49
23	0,13	0,40	91,60	3,43	5,10
24	0,15	0,50	82,38	6,77	5,20
25	0,15	0,50	85,81	7,36	5,30
26	0,13	0,40	97,09	3,24	4,81
27	0,13	0,40	89,44	2,35	7,16
28	0,13	0,40	77,97	3,73	3,33
29	0,13	0,40	78,16	3,63	3,33
30	0,13	0,40	73,16	2,35	4,22
31	0,13	0,40	87,18	3,33	3,92
32	0,15	0,50	85,62	7,26	5,20
33	0,15	0,40	64,63	1,37	5,00
34	0,13	0,40	72,67	0,98	5,69
35	0,13	0,40	72,18	0,98	6,08
36	0,15	0,40	80,42	1,18	5,88
37	0,15	0,40	80,32	1,18	5,79
38	0,13	0,40	69,14	0,98	4,90

39	0,13	0,40	68,55	0,88	4,90
40	0,15	0,50	63,45	0,29	5,10
41	0,15	0,50	32,27	0,88	0,10
42	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
43	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
44	0,15	0,50	31,87	0,88	0,29
45	0,15	0,50	31,97	0,88	0,20
46	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
47	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
48	0,15	0,50	31,58	0,88	0,10
49	0,15	0,50	31,68	0,88	0,20
50	0,15	0,50	46,98	0,20	0,88
51	0,15	0,50	47,07	0,20	0,88
52	0,15	0,50	32,46	0,88	0,29
53	0,15	0,50	30,50	0,88	0,10
54	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
55	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
56	0,15	0,50	31,58	0,88	0,10
57	0,15	0,50	61,39	2,06	2,94
58	0,15	0,30	45,50	1,67	0,20
59	0,15	0,30	46,98	1,86	0,20
60	0,15	0,40	56,78	2,55	0,49
61	0,15	0,30	50,21	0,88	3,43
62	0,15	0,40	69,53	1,57	5,69
63	0,13	0,40	63,84	0,98	5,39
64	0,13	0,40	59,72	0,10	6,77
65	0,13	0,40	78,55	0,59	8,34
66	0,15	0,50	64,73	0,88	4,32
67	0,15	0,40	122,69	0,39	9,91
68	0,15	0,50	77,08	7,36	2,94
69	0,13	0,30	66,20	2,35	0,10
70	0,15	0,60	38,44	1,77	1,47
71	0,13	0,40	58,45	2,26	0,69
72	0,13	0,40	52,08	1,77	3,33
73	0,13	0,40	76,40	1,77	7,26
74	0,13	0,40	80,42	0,29	8,83
75	0,13	0,40	107,29	1,57	8,24
76	0,15	0,50	68,65	3,24	4,32
77	0,13	0,30	37,46	0,39	2,94
78	0,15	0,50	72,08	2,75	4,32
79	0,13	0,40	75,42	2,45	0,59
80	0,13	0,40	62,37	0,39	1,08
81	0,13	0,30	35,11	0,49	0,10
82	0,13	0,40	70,12	0,29	2,75
83	0,13	0,35	19,32	0,10	0,10

84	0,13	0,35	15,50	0,10	0,10
85	0,15	0,30	46,19	0,10	4,61
86	0,13	0,30	41,58	0,10	0,69
87	0,13	0,40	62,18	0,10	0,39
88	0,13	0,40	76,00	1,57	0,69
89	0,15	0,50	68,75	3,14	4,32
90	0,13	0,30	62,67	0,88	1,86
91	0,13	0,30	62,08	4,71	3,24
92	0,13	0,30	52,96	0,20	0,78
93	0,13	0,30	53,45	0,10	1,37
94	0,13	0,30	51,29	1,37	0,49
95	0,30	0,34	37,27	7,06	0,29
96	0,30	0,34	20,59	2,84	0,20
97	0,15	0,40	86,50	5,20	6,57
98	0,13	0,40	62,47	7,36	0,29
99	0,13	0,30	34,03	1,67	0,20
100	0,13	0,30	37,46	2,06	1,27
101	0,15	0,30	58,16	4,02	0,88
102	0,30	0,50	70,51	1,96	4,32
103	0,13	0,40	47,07	0,39	0,39
104	0,13	0,40	42,07	0,10	1,27
105	0,13	0,40	57,67	0,59	0,88
106	0,15	0,50	60,41	0,10	4,32
107	0,15	0,50	33,83	0,88	0,59
108	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
109	0,15	0,50	41,68	0,20	0,59
110	0,15	0,50	28,93	0,88	0,10
111	0,15	0,50	30,70	0,88	0,10
112	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
113	0,15	0,50	41,78	0,20	0,59
114	0,15	0,50	31,48	0,88	0,20

Fonte: Adaptado de FNDE (2017)

APÊNDICE B – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

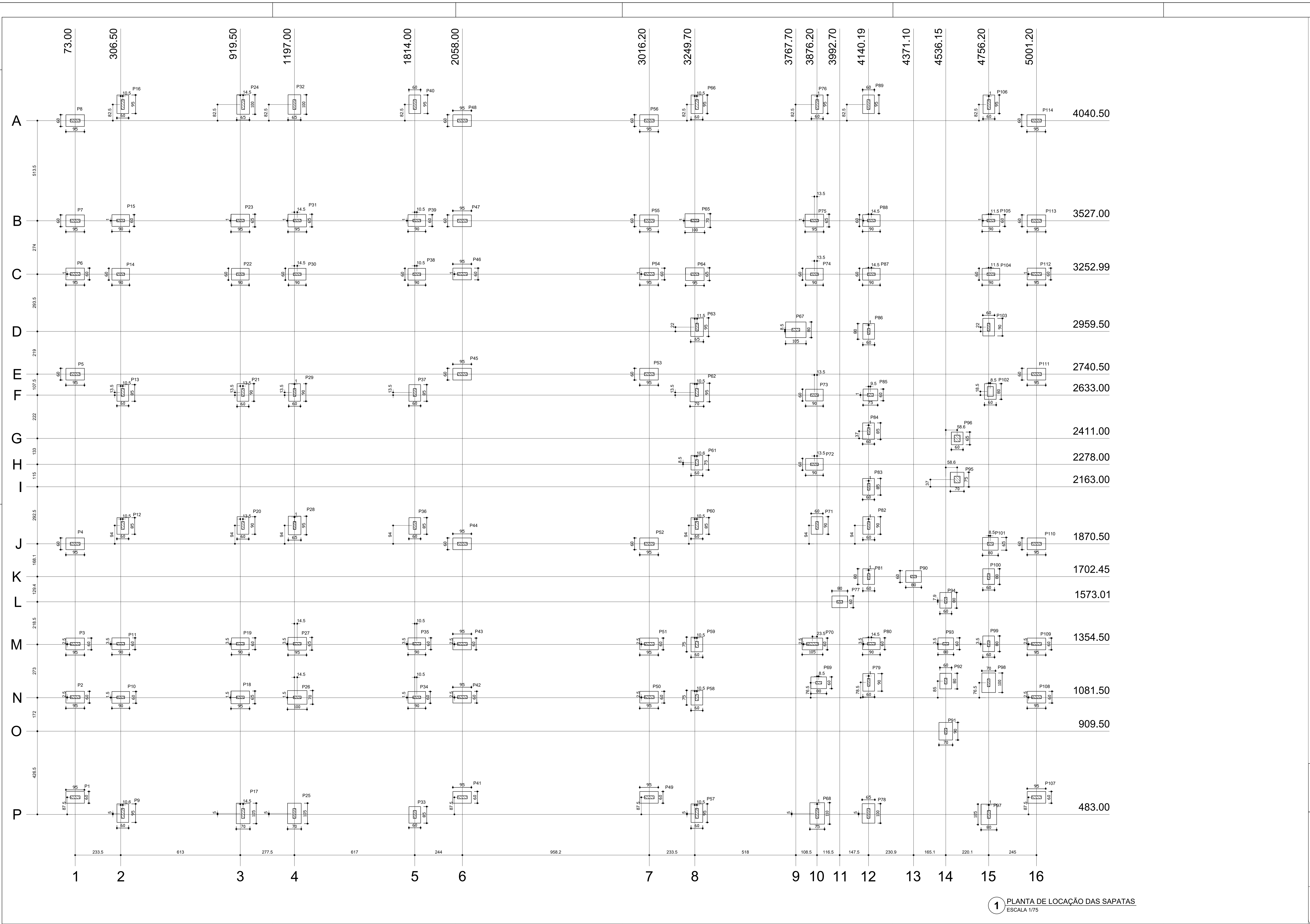
Quadro 27 – Pré-dimensionamento das sapatas

Nº do Pilar	Dimensões Geométricas				Dimensionamento das Armaduras ($\phi 10,0\text{mm}$)			
	L1sap (cm)	L2sap (cm)	h (cm)	h0 (cm)	Nº de barras L1sap	Comp. das barras L1sap (cm)	Nº de barras L2sap	Comp. das barras L2sap (cm)
1	95	60	40	30	6	105	4	70
2	95	60	40	30	6	105	4	70
3	95	60	40	30	6	105	4	70
4	95	60	40	30	6	105	4	70
5	95	60	40	30	6	105	4	70
6	95	60	40	30	6	105	4	70
7	95	60	40	30	6	105	4	70
8	95	60	40	30	6	105	4	70
9	95	60	40	30	6	105	4	70
10	90	60	40	30	6	100	4	70
11	90	60	40	30	6	100	4	70
12	85	60	40	30	5	95	4	70
13	85	60	40	30	5	95	4	70
14	90	60	40	30	6	100	4	70
15	90	60	40	30	6	100	4	70
16	95	60	40	30	6	105	4	70
17	105	70	45	30	6	115	5	80
18	95	65	40	25	6	105	4	75
19	90	60	40	30	6	100	4	70
20	90	60	40	30	6	100	4	70
21	90	60	40	30	6	100	4	70
22	90	60	40	30	6	100	4	70
23	95	65	45	30	6	105	4	75
24	100	65	45	35	6	110	4	75
25	105	70	40	25	6	115	5	80
26	100	70	40	25	6	110	5	80
27	95	65	40	25	6	105	4	75
28	95	65	40	25	6	105	4	75
29	90	60	40	30	6	100	4	70
30	90	60	40	30	6	100	4	70
31	95	65	40	25	6	105	4	75
32	100	65	45	35	6	110	4	75
33	85	60	40	30	5	95	4	70
34	90	60	40	30	6	100	4	70
35	90	60	40	30	6	100	4	70

36	85	60	45	35	5	95	4	70
37	85	60	40	30	5	95	4	70
38	90	60	40	30	6	100	4	70
39	90	60	40	30	6	100	4	70
40	95	60	40	30	6	105	4	70
41	95	60	40	30	6	105	4	70
42	95	60	40	30	6	105	4	70
43	95	60	40	30	6	105	4	70
44	95	60	40	30	6	105	4	70
45	95	60	40	30	6	105	4	70
46	95	60	40	30	6	105	4	70
47	95	60	40	30	6	105	4	70
48	95	60	40	30	6	105	4	70
49	95	60	40	30	6	105	4	70
50	95	60	40	30	6	105	4	70
51	95	60	40	30	6	105	4	70
52	95	60	40	30	6	105	4	70
53	95	60	40	30	6	105	4	70
54	95	60	40	30	6	105	4	70
55	95	60	40	30	6	105	4	70
56	95	60	40	30	6	105	4	70
57	95	60	40	30	6	105	4	70
58	75	60	40	30	5	85	4	70
59	75	60	40	30	5	85	4	70
60	85	60	40	30	5	95	4	70
61	75	60	40	30	5	85	4	70
62	95	70	40	25	6	105	5	80
63	95	65	45	30	6	105	4	75
64	95	65	40	25	6	105	4	75
65	100	70	40	25	6	110	5	80
66	95	60	40	30	6	105	4	70
67	105	80	45	30	6	115	5	90
68	110	75	40	25	7	120	5	85
69	80	60	40	30	5	90	4	70
70	105	60	40	30	6	115	4	70
71	90	60	40	30	6	100	4	70
72	90	60	40	30	6	100	4	70
73	90	60	45	35	6	100	4	70
74	90	60	40	30	6	100	4	70
75	95	65	40	25	6	105	4	75
76	95	60	40	30	6	105	4	70
77	80	60	40	30	5	90	4	70
78	100	65	40	30	6	110	4	75
79	90	60	40	30	6	100	4	70
80	90	60	40	30	6	100	4	70

81	80	60	40	30	5	90	4	70
82	90	60	40	30	6	100	4	70
83	85	60	40	30	5	95	4	70
84	85	60	40	30	5	95	4	70
85	75	60	40	30	5	85	4	70
86	80	60	40	30	5	90	4	70
87	90	60	40	30	6	100	4	70
88	90	60	40	30	6	100	4	70
89	95	60	40	30	6	105	4	70
90	80	60	40	30	5	90	4	70
91	90	70	40	25	6	100	5	80
92	80	60	40	30	5	90	4	70
93	80	60	40	30	5	90	4	70
94	80	60	40	30	5	90	4	70
95	75	70	40	30	5	85	5	80
96	65	60	40	35	4	75	4	70
97	105	80	45	30	6	115	5	90
98	100	70	40	25	6	110	5	80
99	80	60	40	30	5	90	4	70
100	80	60	40	30	5	90	4	70
101	80	65	45	35	5	90	4	75
102	80	60	40	35	5	90	4	70
103	90	60	40	30	6	100	4	70
104	90	60	40	30	6	100	4	70
105	90	60	40	30	6	100	4	70
106	95	60	40	30	6	105	4	70
107	95	60	40	30	6	105	4	70
108	95	60	40	30	6	105	4	70
109	95	60	40	30	6	105	4	70
110	95	60	40	30	6	105	4	70
111	95	60	40	30	6	105	4	70
112	95	60	40	30	6	105	4	70
113	95	60	40	30	6	105	4	70
114	95	60	40	30	6	105	4	70

Fonte: Autoria Própria



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

OBRA: CRECHE – FNDE

PROJETO:

DES.: GREGORY LUIZ DALLA CORTE

PROJ.:GREGORY LUIZ DALLA CORTE

RA.: 1920731

DATA: MAIO/2025

FOLHA:1/2

PLANTA: LOCAÇÃO DAS SAPATAS

ESCALA.: 1/75

APÊNDICE C – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS E BLOCOS DE COROAMENTO

Quadro 28 – Pré-dimensionamento das estacas e blocos de coroamento

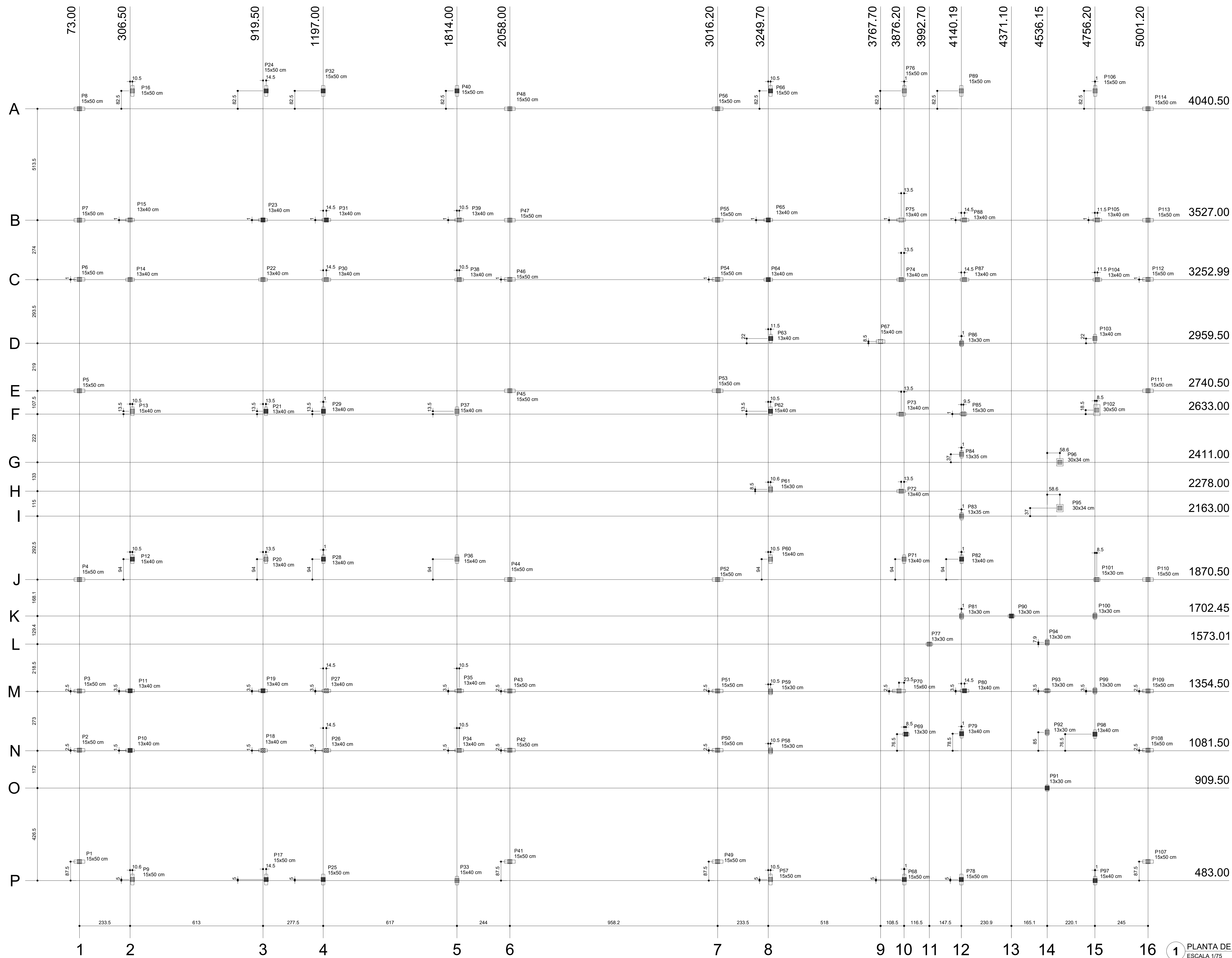
Nº do Pilar	Dimensões Geométricas				Dimensionamento das Armaduras ($\phi 6,3\text{mm}$)			
	L1bloco (cm)	L2bloco (cm)	h (cm)	Cota de assentamento da estaca (m)	Nº de barras Estribo Horizontal N ₁	Comp. das barras N ₁ (cm)	Nº de barras Estribos Verticais N ₂ e N ₃ ⁽¹⁾	Comp. das barras N ₂ e N ₃ (cm) ⁽¹⁾
1	60	60	40	4	5	212	5	172
2	60	60	40	4	5	212	5	172
3	60	60	40	4	5	212	5	172
4	60	60	40	4	5	212	5	172
5	60	60	40	4	5	212	5	172
6	60	60	40	4	5	212	5	172
7	60	60	40	4	5	212	5	172
8	60	60	40	4	5	212	5	172
9	60	60	40	4	5	212	5	172
10	50	50	40	5	5	172	5	152
11	50	50	40	5	5	172	5	152
12	50	50	40	5	5	172	5	152
13	50	50	40	4	5	172	5	152
14	50	50	40	4	5	172	5	152
15	50	50	40	4	5	172	5	152
16	60	60	40	4	5	212	5	172
17	60	60	45	5	5	212	5	182
18	50	50	40	6	5	172	5	152
19	50	50	40	5	5	172	5	152
20	50	50	40	6	5	172	5	152
21	50	50	40	5	5	172	5	152
22	50	50	40	4	5	172	5	152
23	50	50	45	5	5	172	5	162
24	60	60	45	5	5	212	5	182
25	60	60	40	5	5	212	5	172
26	50	50	40	6	5	172	5	152
27	50	50	40	6	5	172	5	152
28	50	50	40	5	5	172	5	152
29	50	50	40	5	5	172	5	152
30	50	50	40	4	5	172	5	152
31	50	50	40	5	5	172	5	152
32	60	60	45	5	5	212	5	182
33	50	50	40	4	5	172	5	152

34	50	50	40	4	5	172	5	152
35	50	50	40	4	5	172	5	152
36	50	50	45	4	5	172	5	162
37	50	50	40	4	5	172	5	152
38	50	50	40	4	5	172	5	152
39	50	50	40	4	5	172	5	152
40	60	60	40	7	5	212	5	172
41	60	60	40	4	5	212	5	172
42	60	60	40	4	5	212	5	172
43	60	60	40	4	5	212	5	172
44	60	60	40	4	5	212	5	172
45	60	60	40	4	5	212	5	172
46	60	60	40	4	5	212	5	172
47	60	60	40	4	5	212	5	172
48	60	60	40	4	5	212	5	172
49	60	60	40	4	5	212	5	172
50	60	60	40	4	5	212	5	172
51	60	60	40	4	5	212	5	172
52	60	60	40	4	5	212	5	172
53	60	60	40	4	5	212	5	172
54	60	60	40	4	5	212	5	172
55	60	60	40	4	5	212	5	172
56	60	60	40	4	5	212	5	172
57	60	60	40	4	5	212	5	172
58	40	40	40	4	5	132	5	132
59	40	40	40	4	5	132	5	132
60	50	50	40	4	5	172	5	152
61	40	40	40	4	5	132	5	132
62	50	50	40	7	5	172	5	152
63	50	50	45	7	5	172	5	162
64	50	50	40	7	5	172	5	152
65	50	50	40	7	5	172	5	152
66	60	60	40	7	5	212	5	172
67	50	50	45	8	5	172	5	162
68	60	60	40	7	5	212	5	172
69	40	40	40	5	5	132	5	132
70	70	70	40	4	5	252	5	192
71	50	50	40	4	5	172	5	152
72	50	50	40	4	5	172	5	152
73	50	50	45	4	5	172	5	162
74	50	50	40	4	5	172	5	152
75	50	50	40	8	5	172	5	152
76	60	60	40	4	5	212	5	172
77	40	40	40	4	5	132	5	132
78	60	60	40	5	5	212	5	172

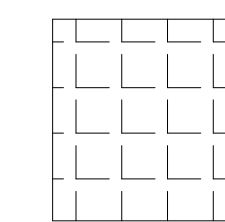
79	50	50	40	5	5	172	5	152
80	50	50	40	5	5	172	5	152
81	40	40	40	4	5	132	5	132
82	50	50	40	5	5	172	5	152
83	45	45	40	4	5	152	5	142
84	45	45	40	4	5	152	5	142
85	40	40	40	4	5	132	5	132
86	40	40	40	4	5	132	5	132
87	50	50	40	4	5	172	5	152
88	50	50	40	4	5	172	5	152
89	60	60	40	4	5	212	5	172
90	40	40	40	5	5	132	5	132
91	40	40	40	5	5	132	5	132
92	40	40	40	4	5	132	5	132
93	40	40	40	4	5	132	5	132
94	40	40	40	4	5	132	5	132
95	45	45	40	4	5	152	5	142
96	45	45	40	4	5	152	5	142
97	50	50	45	7	5	172	5	162
98	50	50	40	5	5	172	5	152
99	40	40	40	4	5	132	5	132
100	40	40	40	4	5	132	5	132
101	40	40	45	4	5	132	5	142
102	60	60	40	4	5	212	5	172
103	50	50	40	4	5	172	5	152
104	50	50	40	4	5	172	5	152
105	50	50	40	4	5	172	5	152
106	60	60	40	4	5	212	5	172
107	60	60	40	4	5	212	5	172
108	60	60	40	4	5	212	5	172
109	60	60	40	4	5	212	5	172
110	60	60	40	4	5	212	5	172
111	60	60	40	4	5	212	5	172
112	60	60	40	4	5	212	5	172
113	60	60	40	4	5	212	5	172
114	60	60	40	4	5	212	5	172

1. Devido ao dimensionamento das armaduras N_2 e N_3 resultarem em comprimentos e quantidades de barras iguais, seus valores foram representados em conjunto.

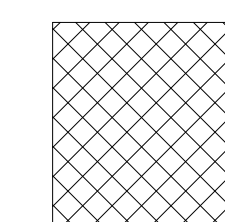
Fonte: Autoria Própria



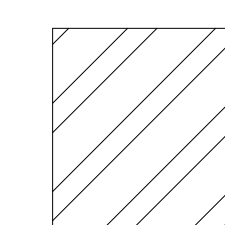
LEGENDA



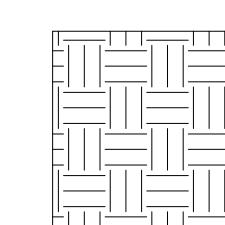
4 METROS



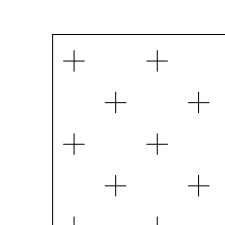
5 METROS



6 METROS



7 METROS



8 METROS

Obs: Todas as estacas terão
seção quadrada 20cm x 20 cm

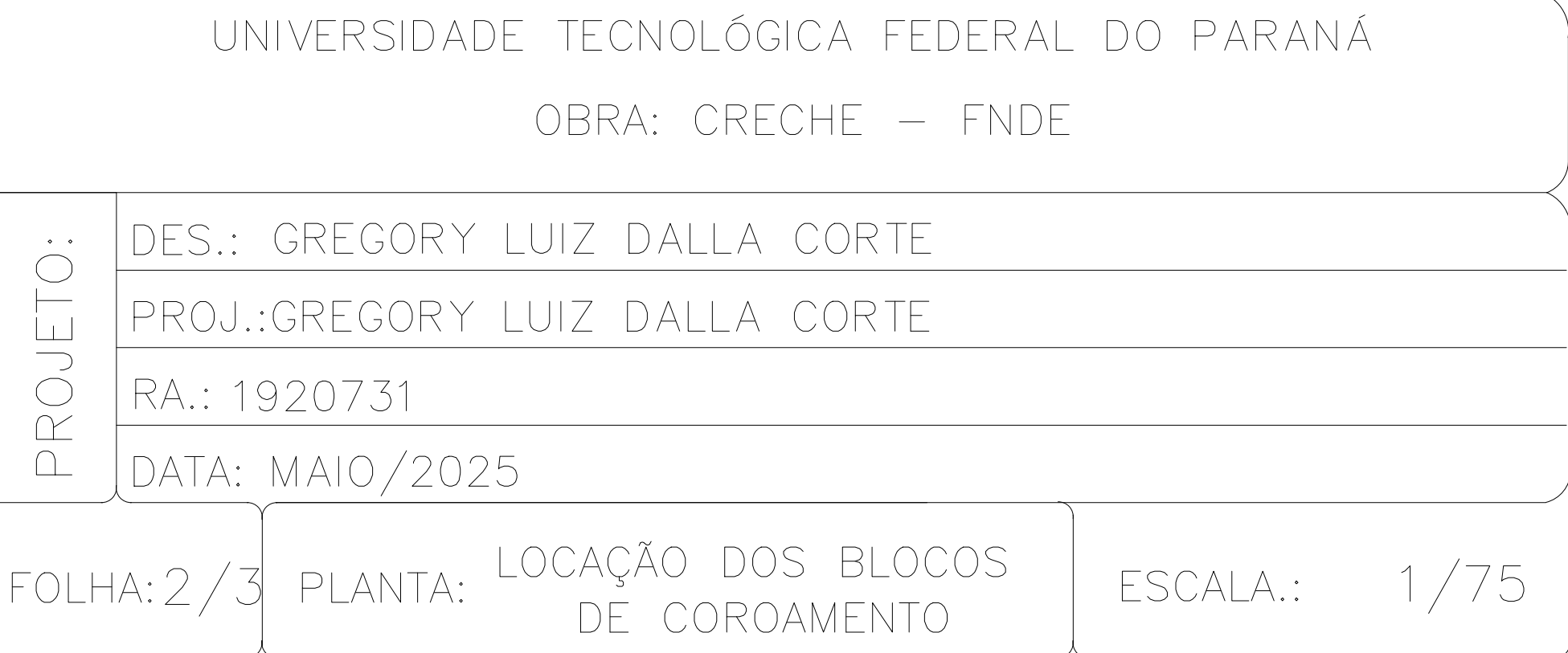
UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
OBRA: CRECHE – FNDE

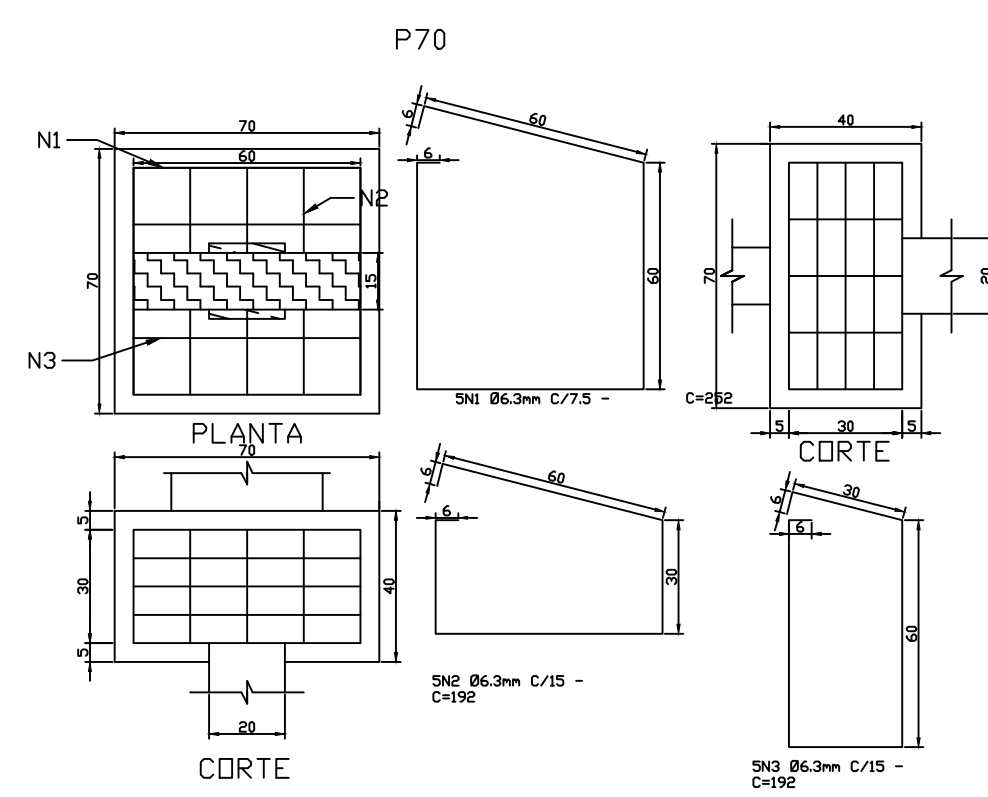
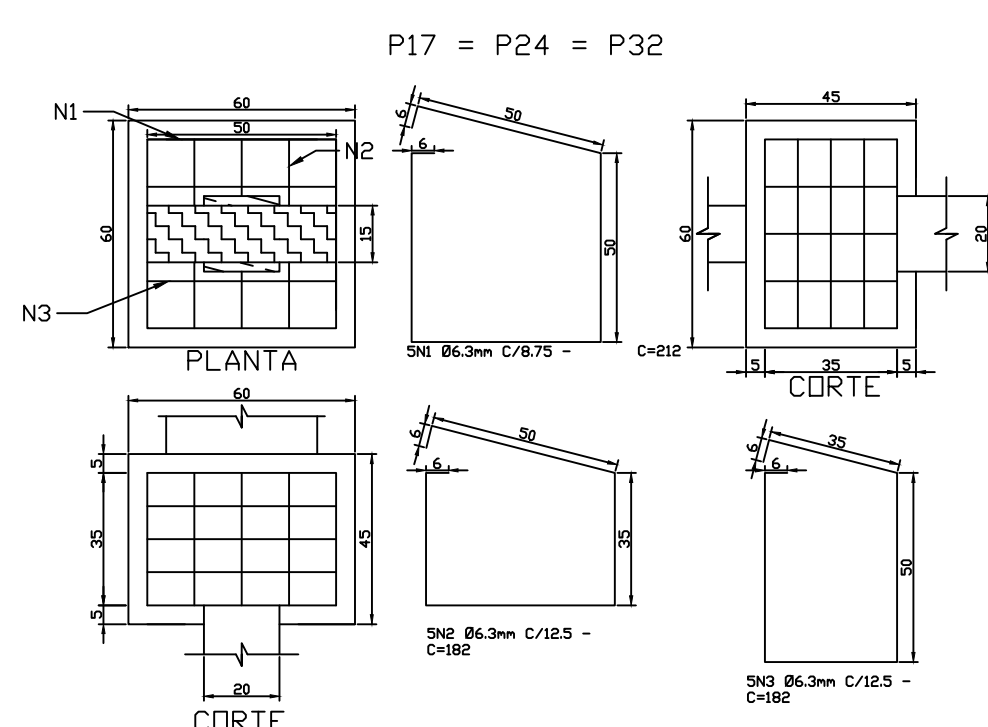
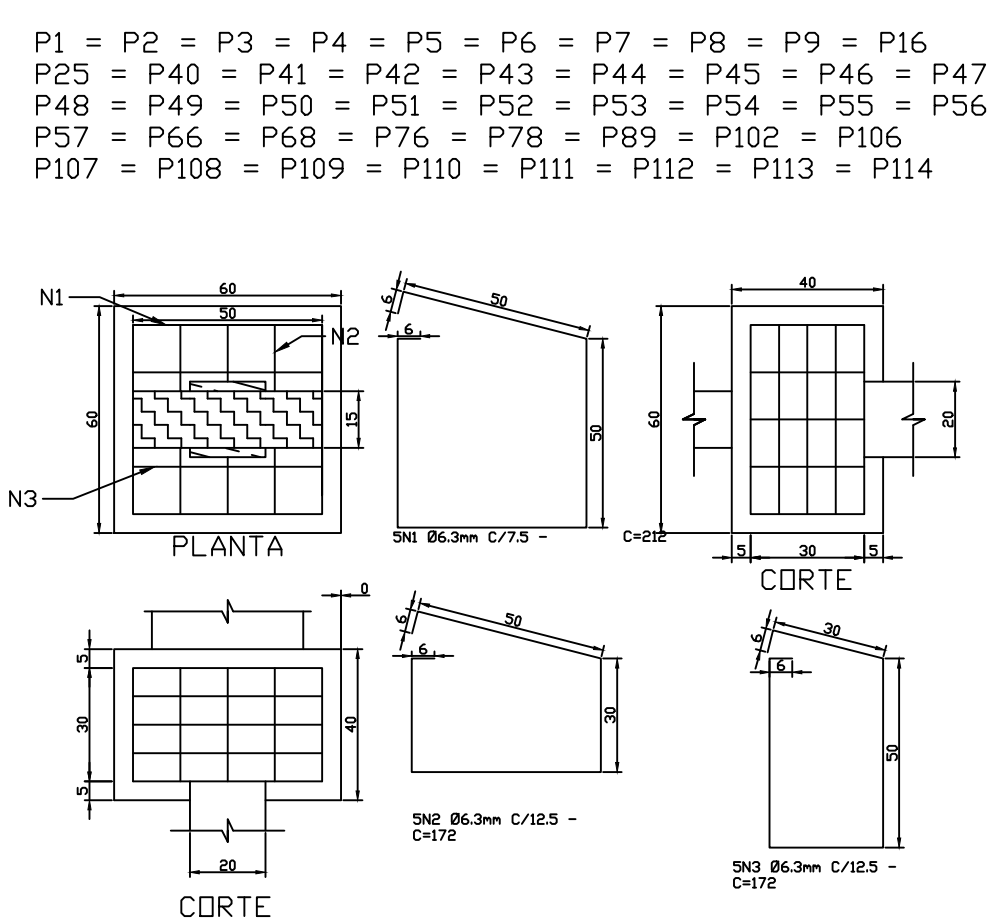
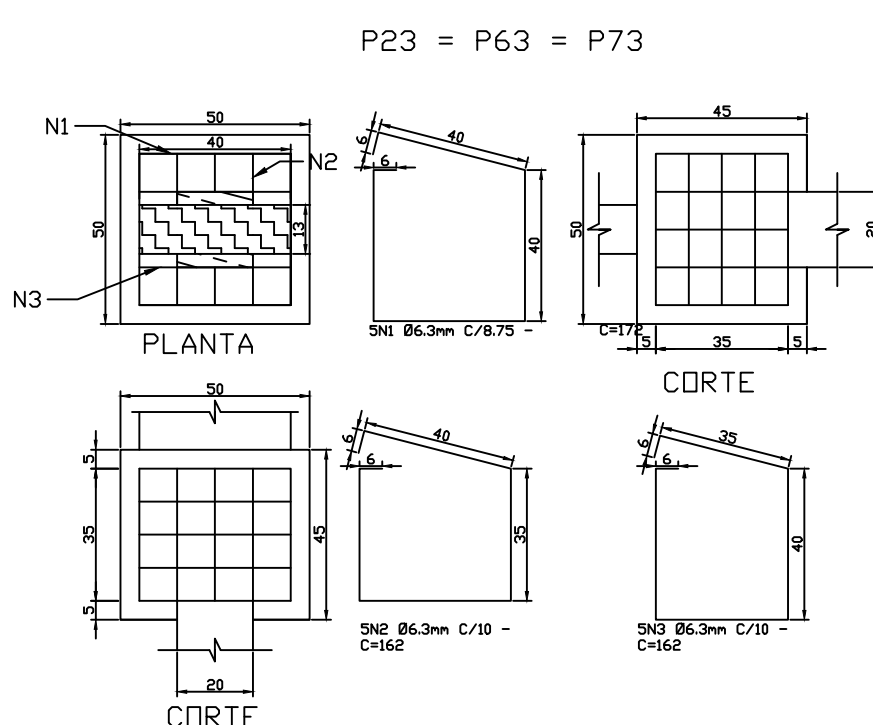
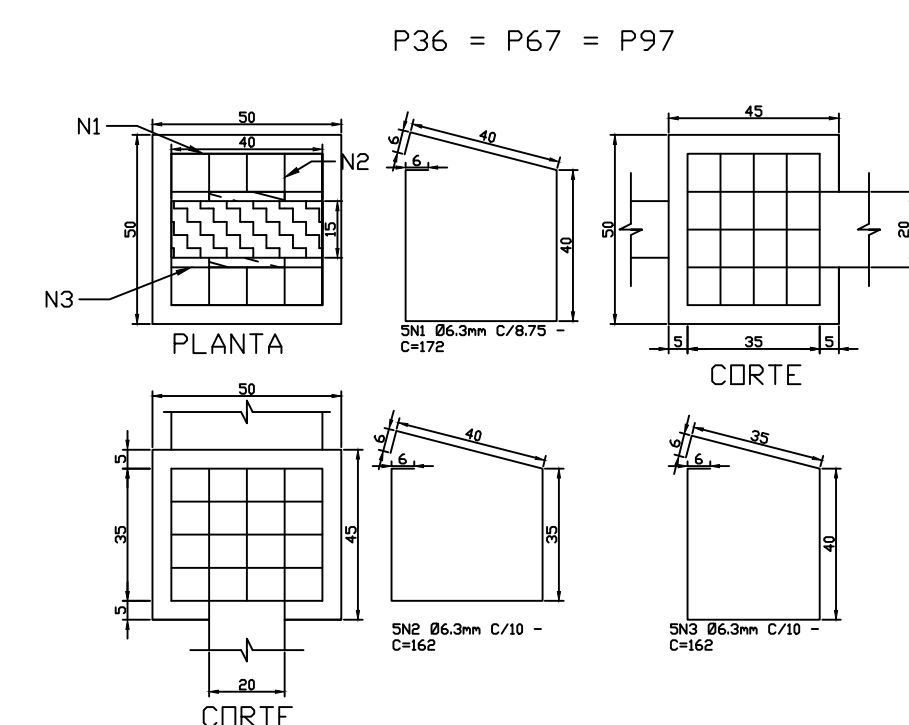
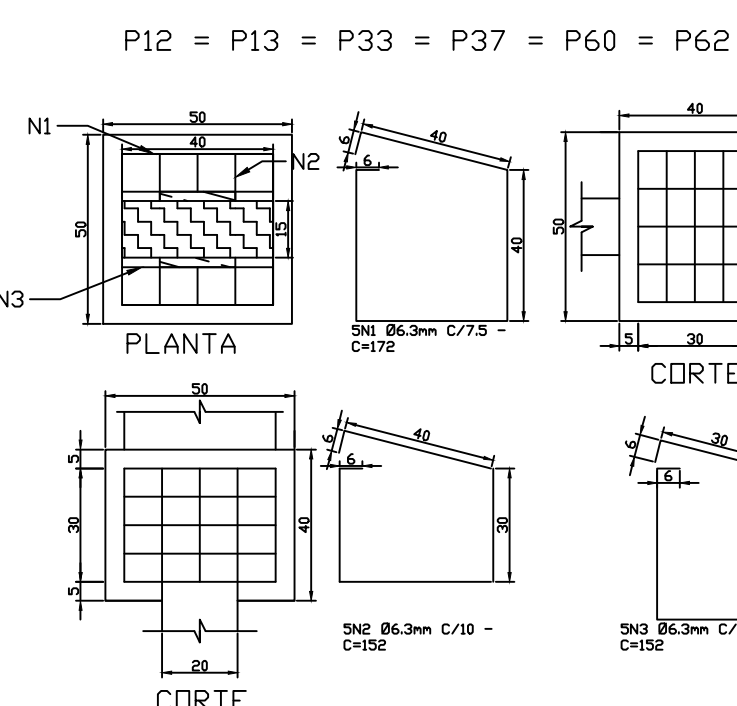
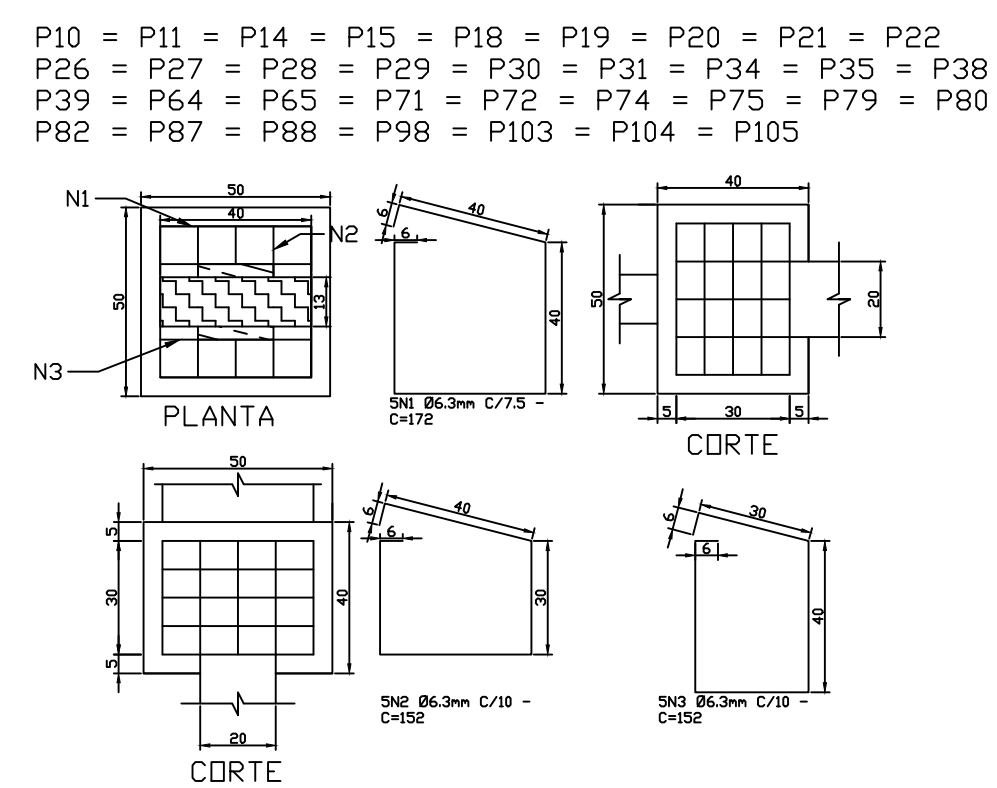
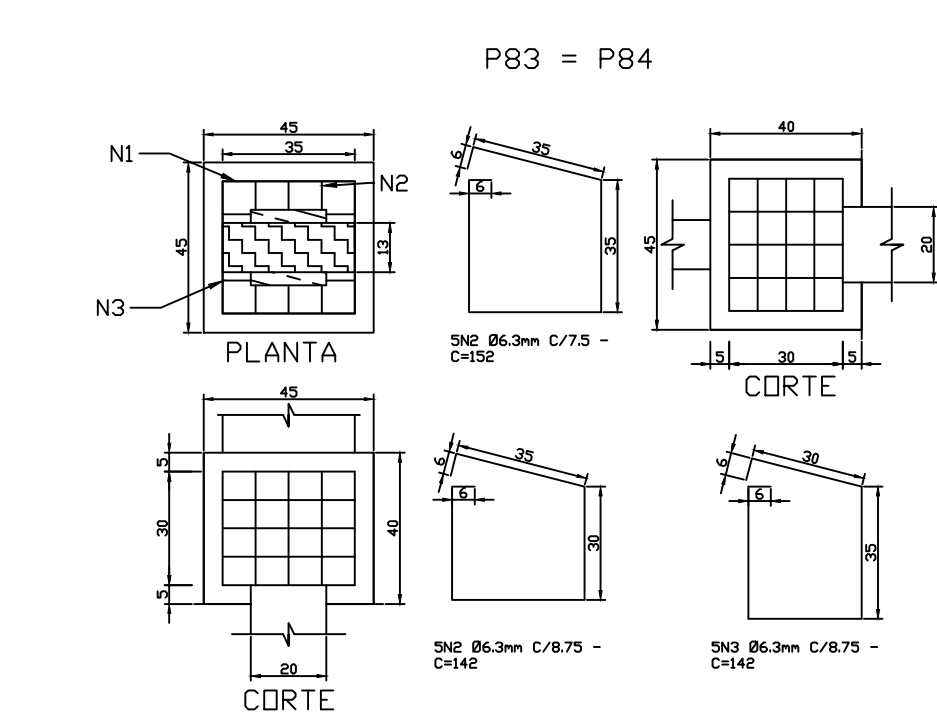
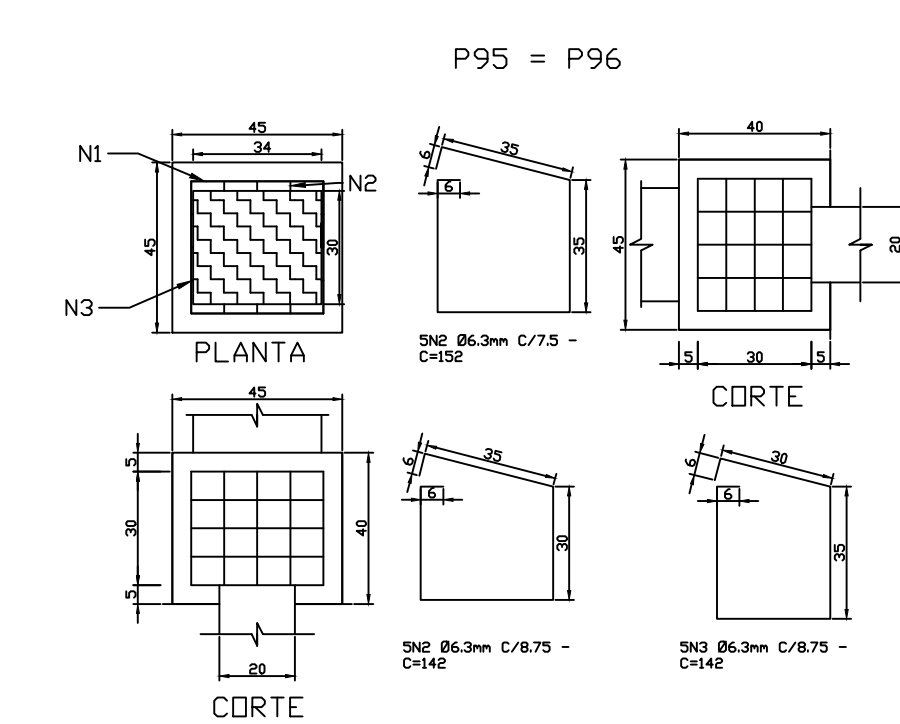
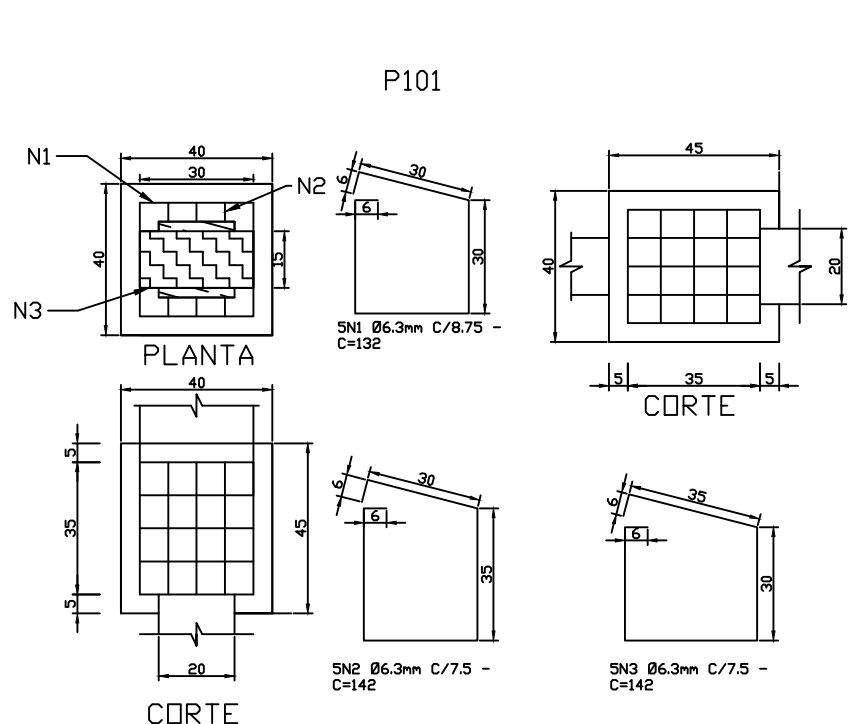
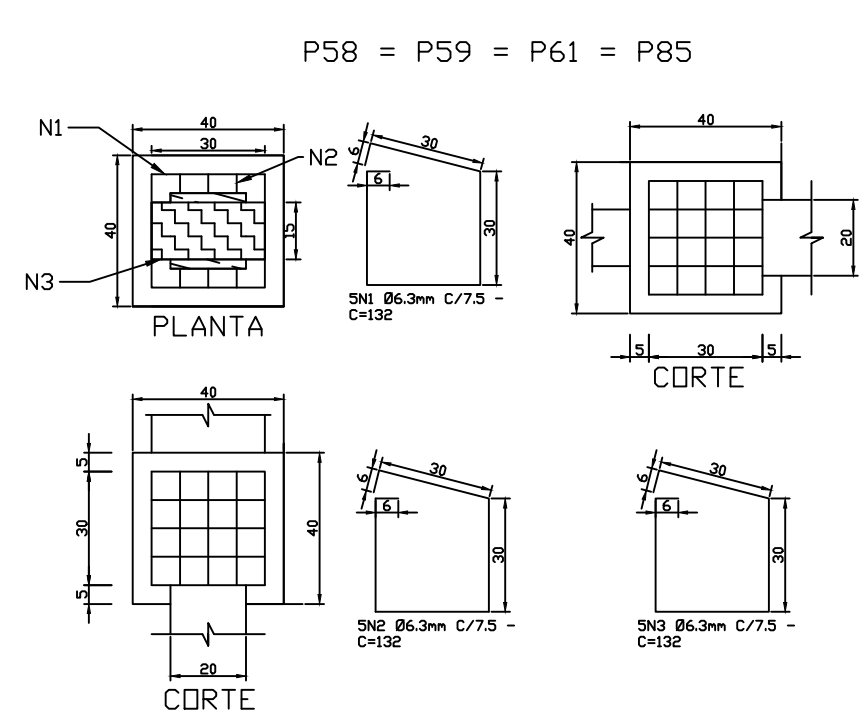
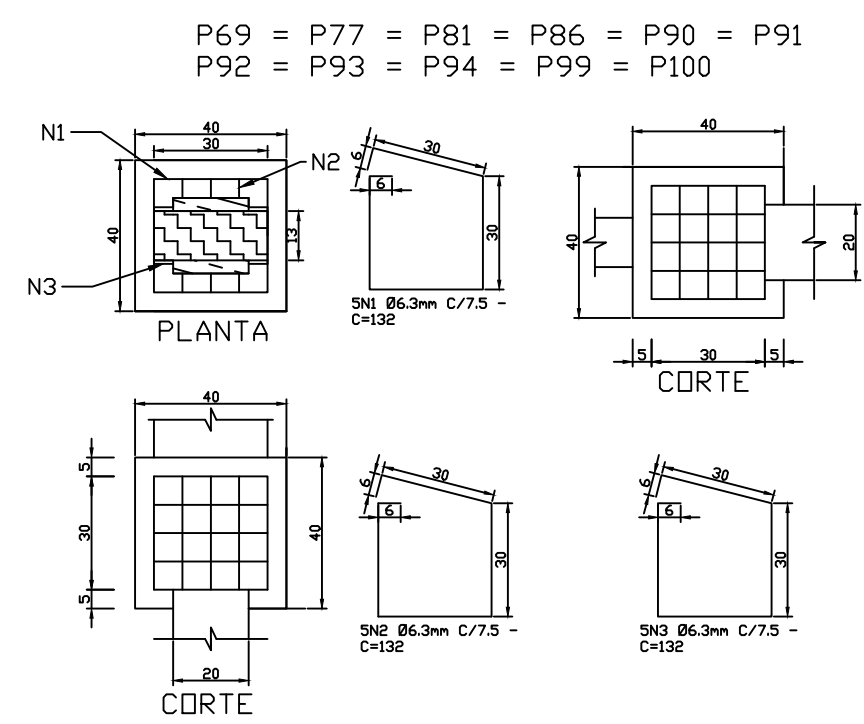
PROJETO:
DES.: GREGORY LUIZ DALLA CORTE
PROJ.:GREGORY LUIZ DALLA CORTE
RA.: 1920731
DATA: MAIO/2025

FOLHA: 1/3 PLANTA: LOCAÇÃO DAS ESTACAS

ESCALA.: 1/75

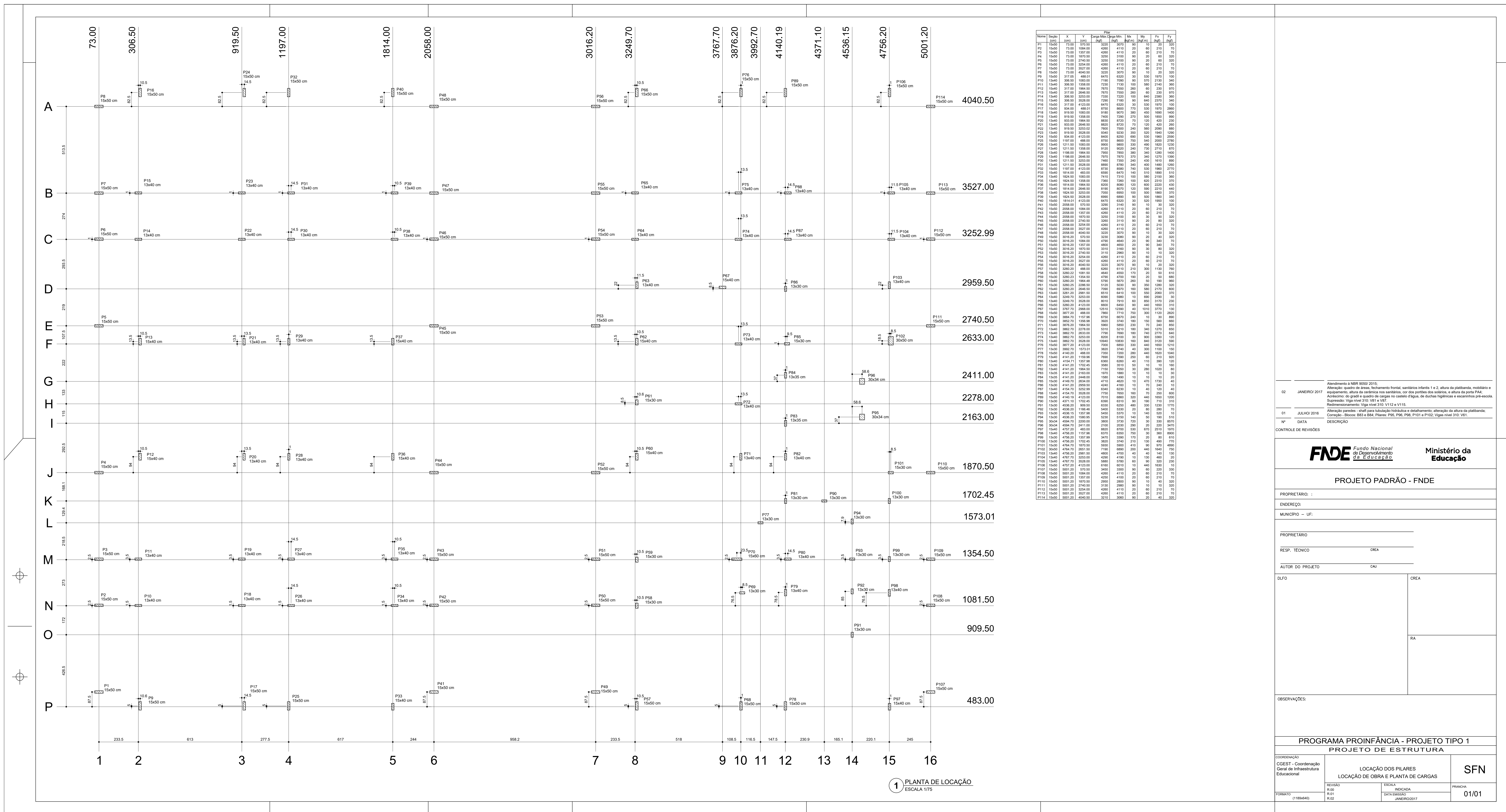
1 PLANTA DE LOCAÇÃO E PROFUNDIDADE DAS ESTACAS
ESCALA 1/75





ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO

ANEXO B - PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES



ANEXO C – COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM

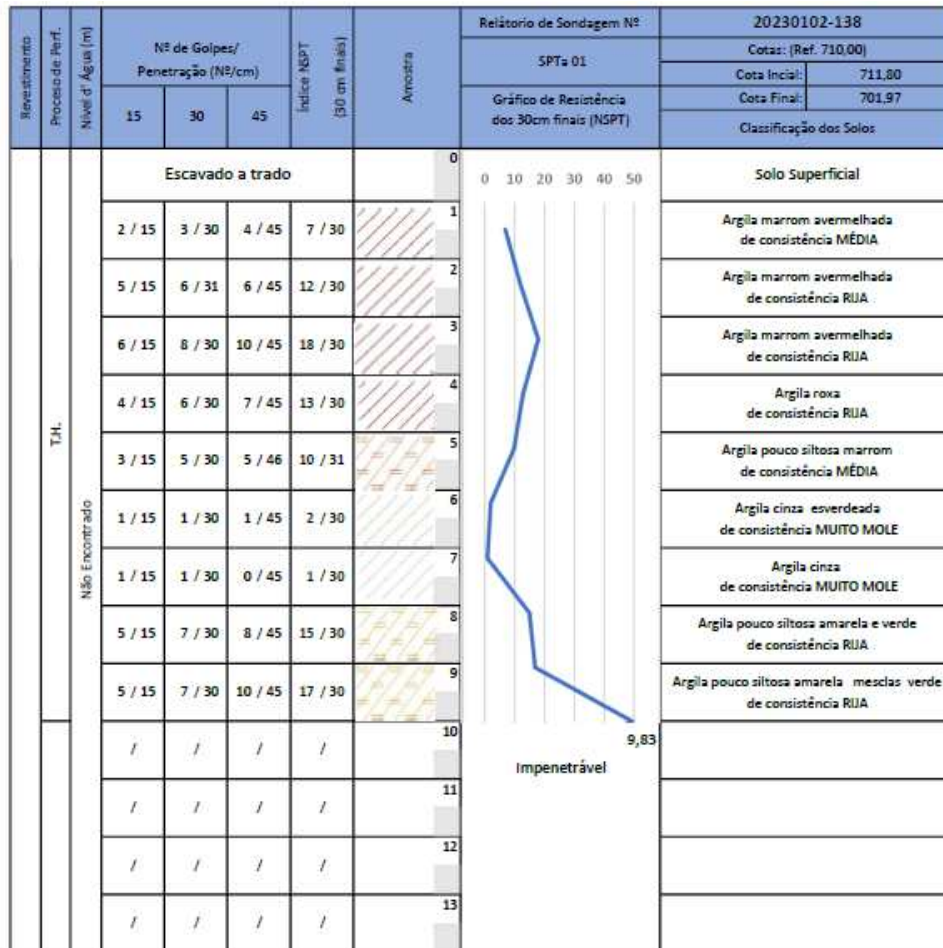
Quadro 29 – Comprimentos de Ancoragem

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-50 nervurado																
ϕ (mm)	Concreto															
	C15		C20		C25		C30		C35		C40		C45		C50	
	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com
6,3	48	33	39	28	34	24	30	21	27	19	25	17	23	16	21	15
	33	23	28	19	24	17	21	15	19	13	17	12	16	11	15	10
8	61	42	50	35	43	30	38	27	34	24	31	22	29	20	27	19
	42	30	35	24	30	21	27	19	24	17	22	15	20	14	19	13
10	76	53	62	44	54	38	48	33	43	30	39	28	36	25	34	24
	53	37	44	31	38	26	33	23	30	21	28	19	25	18	24	17
12,5	95	66	78	55	67	47	60	42	54	38	49	34	45	32	42	30
	66	46	55	38	47	33	42	29	38	26	34	24	32	22	30	21
16	121	85	100	70	86	60	76	53	69	48	63	44	58	41	54	38
	85	59	70	49	60	42	53	37	48	34	44	31	41	29	38	27
20	151	106	125	87	108	75	95	67	86	60	79	55	73	51	68	47
	106	74	87	61	75	53	67	47	60	42	55	39	51	36	47	33
22,5	170	119	141	98	121	85	107	75	97	68	89	62	82	57	76	53
	119	83	98	69	85	59	75	53	68	47	62	43	57	40	53	37
25	189	132	156	109	135	94	119	83	108	75	98	69	91	64	85	59
	132	93	109	76	94	66	83	58	75	53	69	48	64	45	59	42
32	242	169	200	140	172	121	152	107	138	96	126	88	116	81	108	76
	169	119	140	98	121	84	107	75	96	67	88	62	81	57	76	53
40	329	230	271	190	234	164	207	145	187	131	171	120	158	111	147	103
	230	161	190	133	164	115	145	102	131	92	120	84	111	77	103	72
Valores de acordo com a NBR 6118. N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência Sem e Com indicam sem ou com gancho na extremidade da barra $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$ $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$																

Fonte: Adaptado de BASTOS (2023)

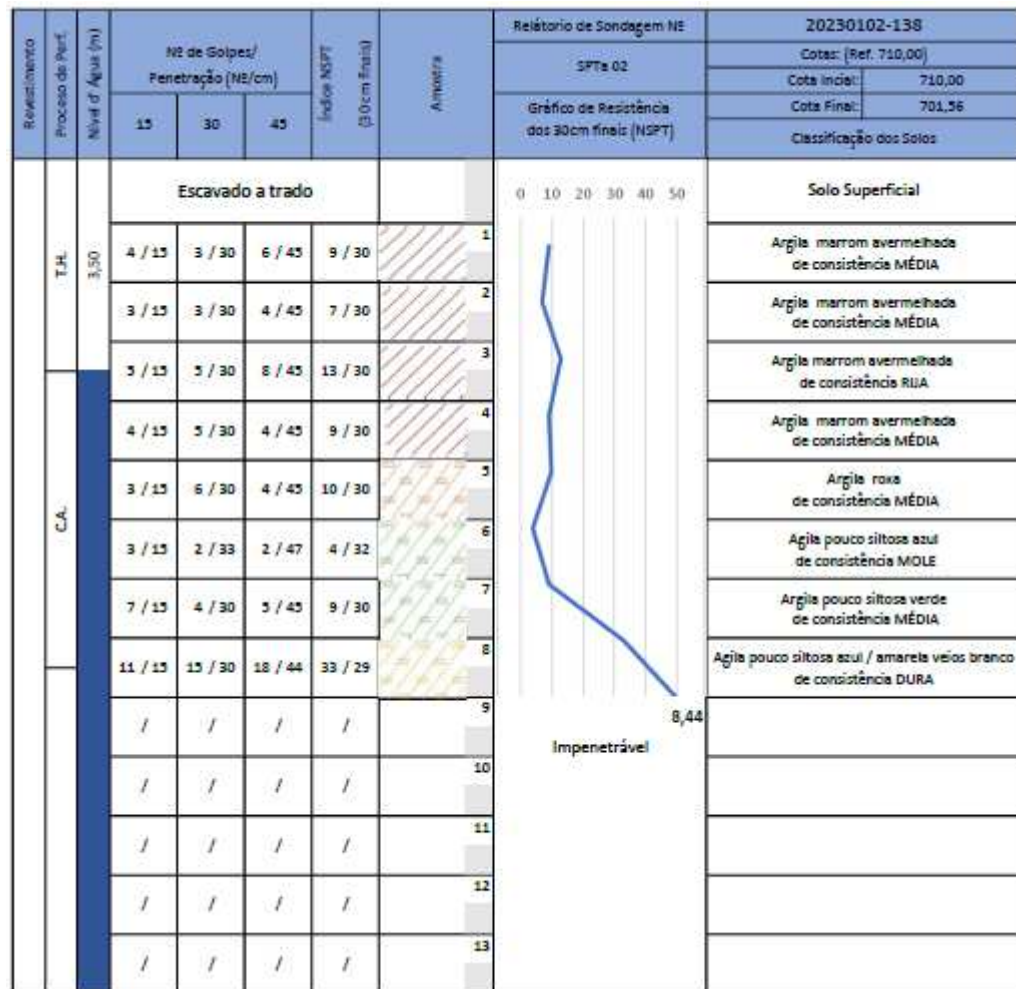
ANEXO D – ENSAIOS SPT

Figura 25 – Ensaio SPT 01



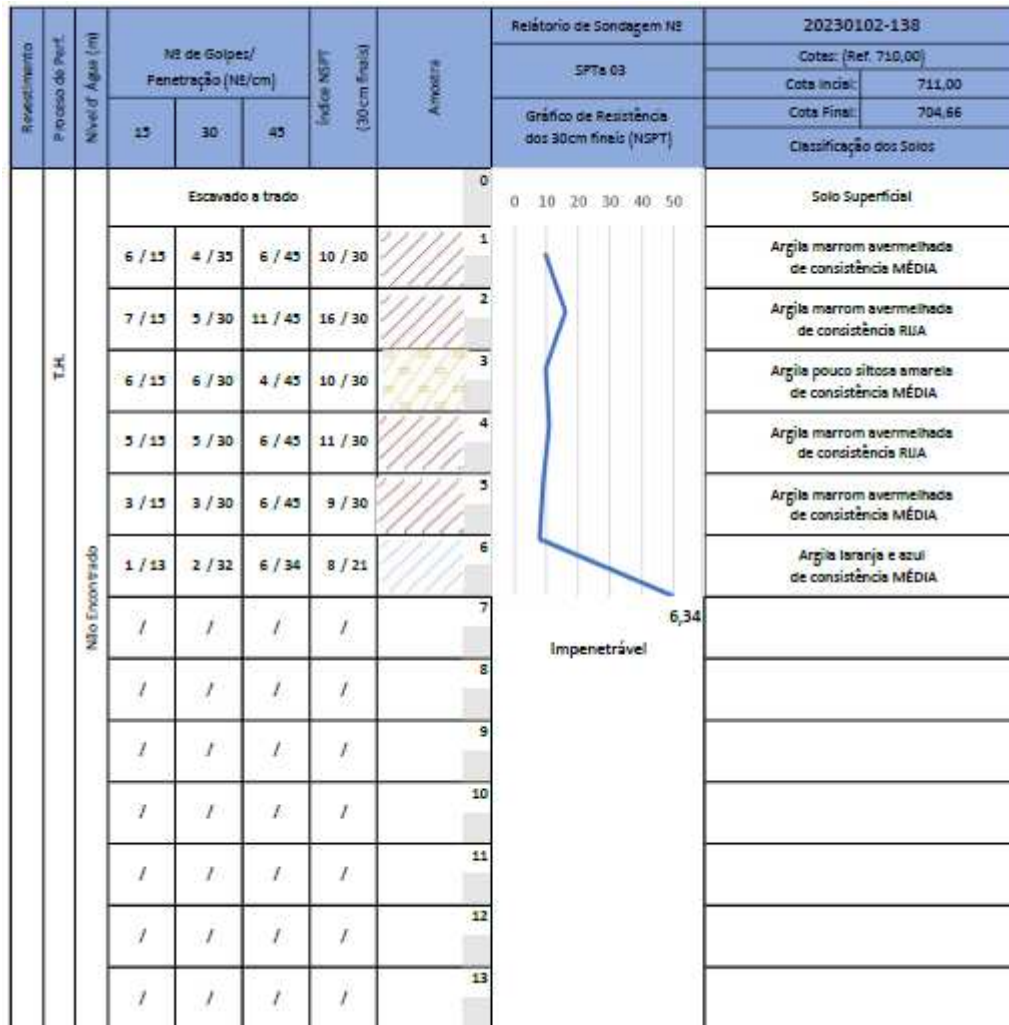
Fonte: Adaptado de GEOPERFIL (2023)

Figura 26 – Ensaio SPT 02



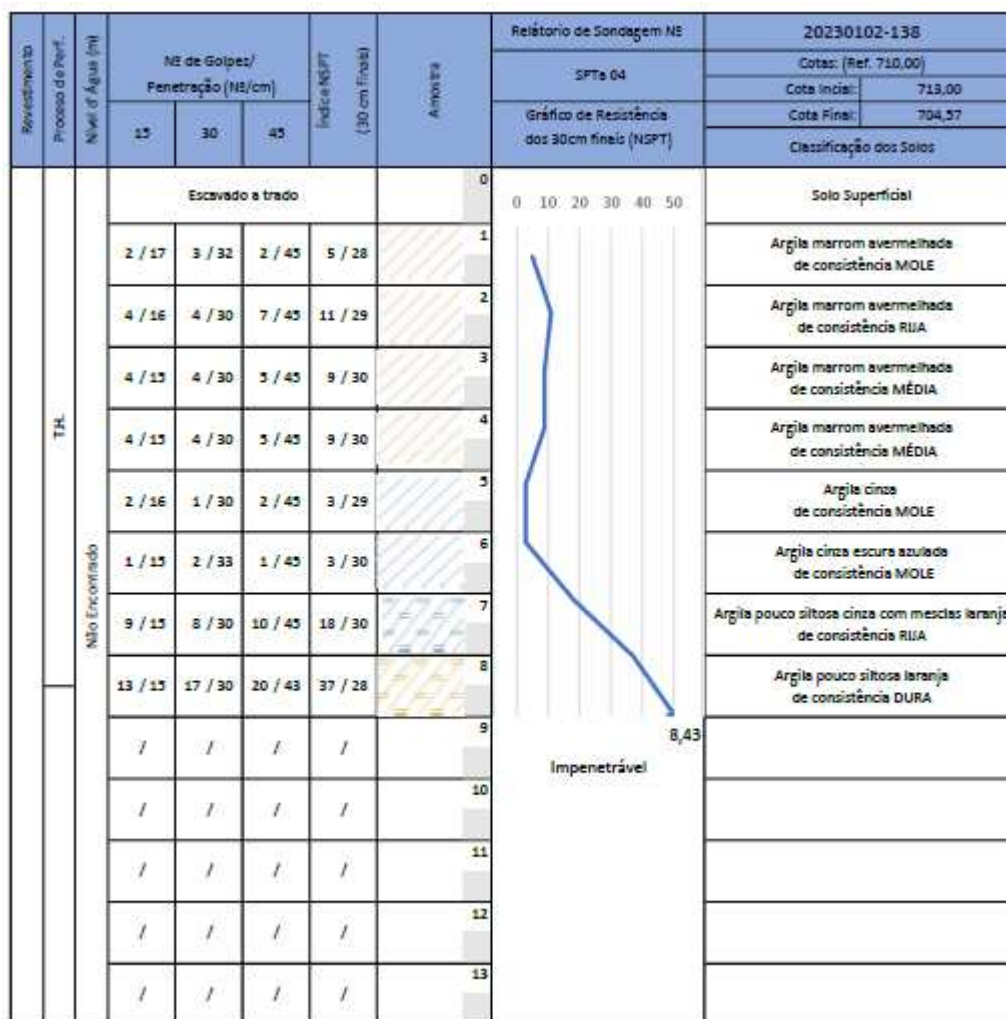
Fonte: Adaptado de GEOPERFIL (2023)

Figura 27 – Ensaio SPT 03



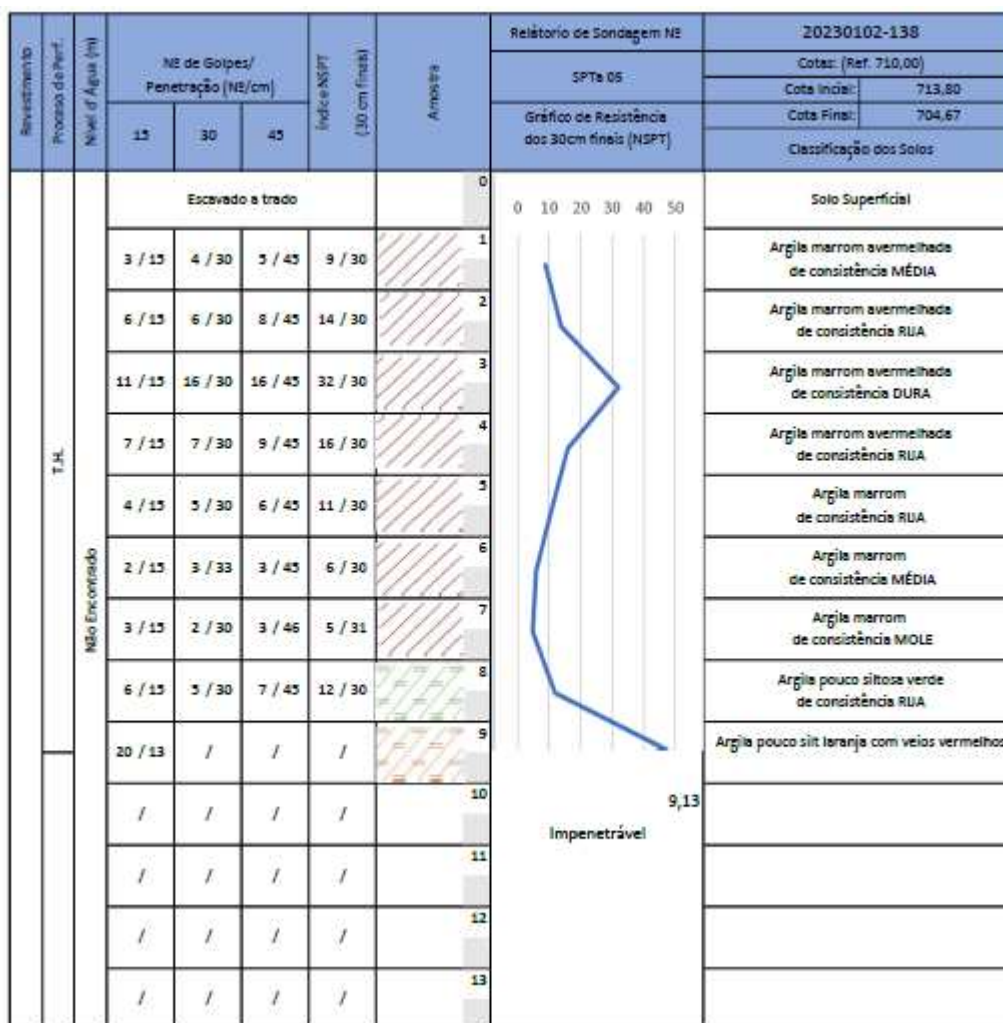
Fonte: Adaptado de GEOPERFIL (2023)

Figura 28 – Ensaio SPT 04



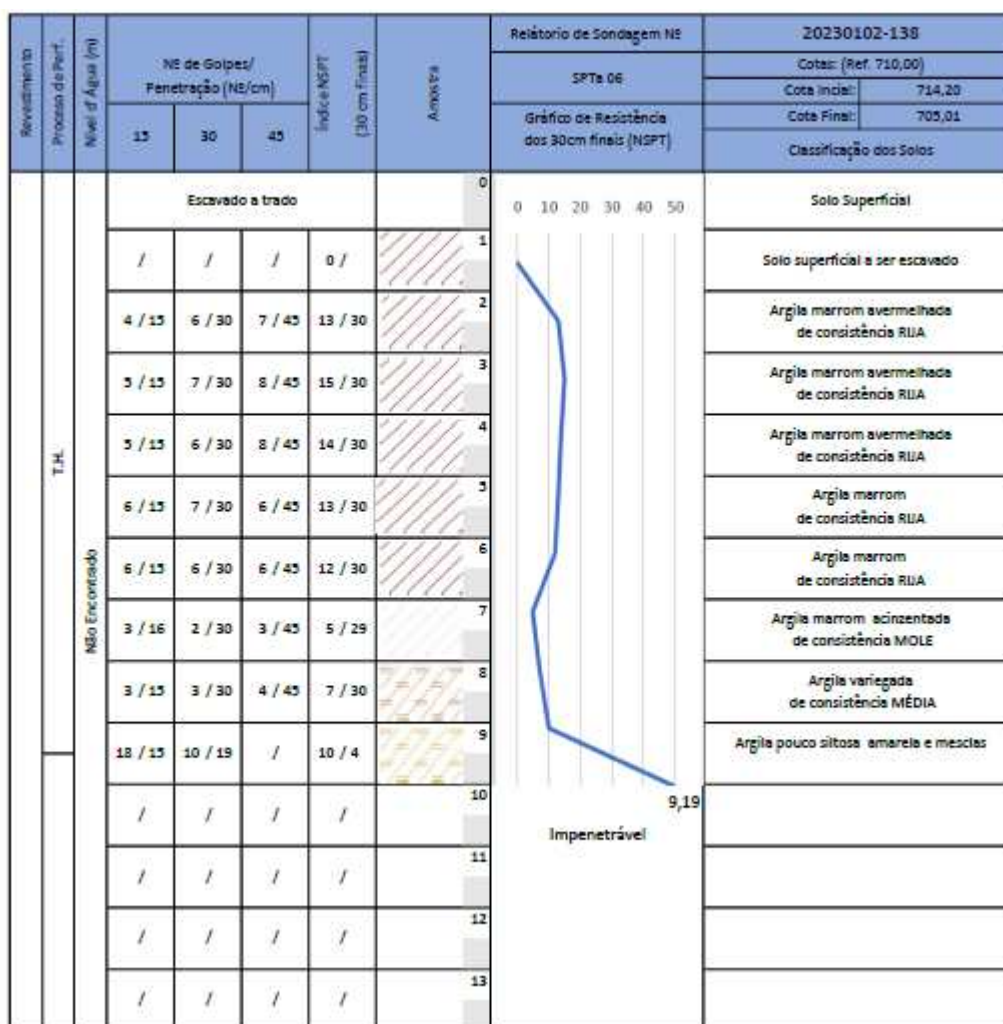
Fonte: Adaptado de GEOPERFIL (2023)

Figura 29 – Ensaio SPT 05



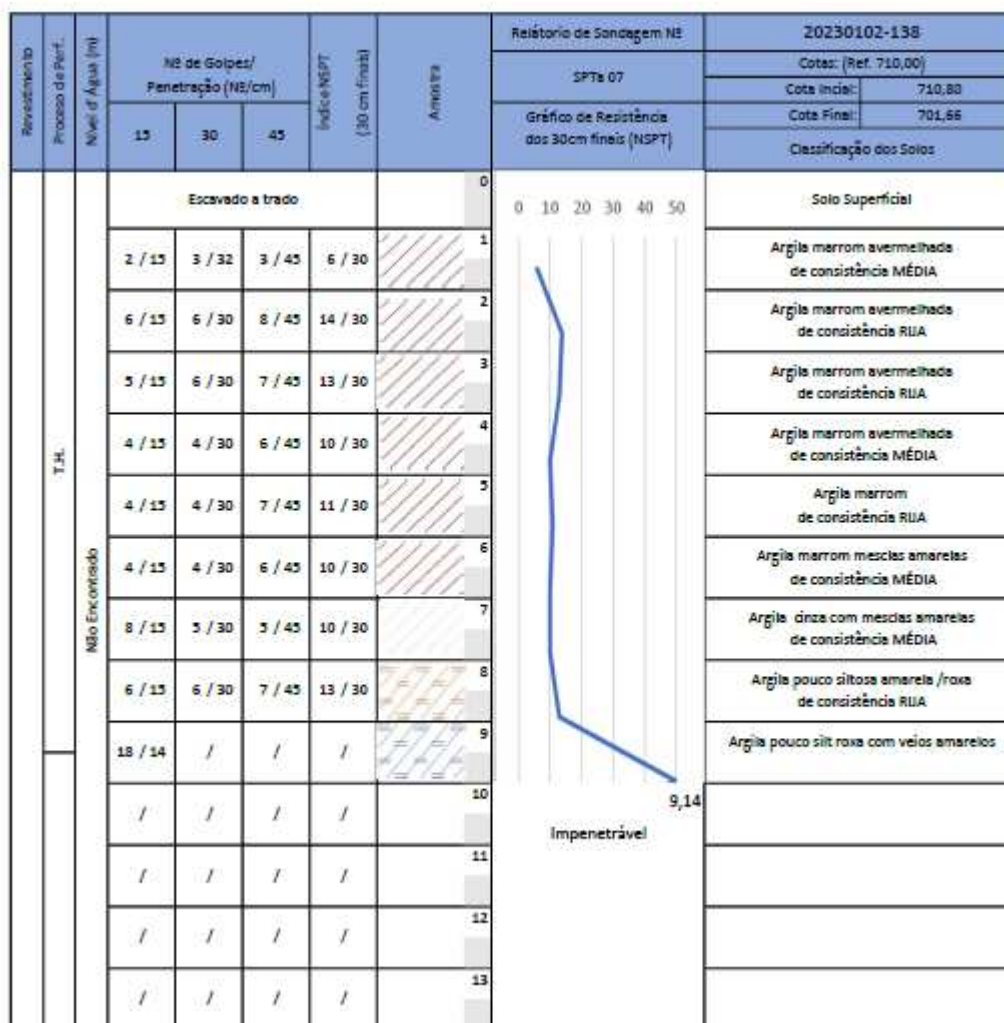
Fonte: Adaptado de GEOPERFIL (2023)

Figura 30 – Ensaio SPT 06



Fonte: Adaptado de GEOPERFIL (2023)

Figura 31 – Ensaio SPT 07



Fonte: Adaptado de GEOPERFIL (2023)