

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS

CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PATRICK COUTO BOTELHO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DA FUNDAÇÃO DE
UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL ANALISANDO TIPOS DE FUNDAÇÕES
DISTINTOS: Bloco sobre estaca e Tubulão**

Varginha

2019

PATRICK COUTO BOTELHO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DA FUNDAÇÃO DE
UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL ANALISANDO TIPOS DE FUNDAÇÕES
DISTINTOS: Bloco sobre estaca e Tubulão**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado, sob orientação do Prof. Max Filipe Marques.

**Varginha
2019**

PATRICK COUTO BOTELHO

**ESTUDO COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS DA FUNDAÇÃO DE
UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL ANALISANDO TIPOS DE FUNDAÇÕES**

DISTINTOS: Bloco sobre estaca e Tubulão

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado, pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Assinatura do Membro da Comissão de TCC
(Avaliador)

Assinatura do Membro da Comissão de TCC
(Avaliador)

Assinatura do Membro da Comissão de TCC
(Avaliador)

OBS.:

RESUMO

O seguinte trabalho apresenta um estudo de caso visando realizar um comparativo do consumo de materiais a serem utilizados entre dois tipos de fundação: bloco sobre estaca e tubulão. Será realizado a partir de um projeto de um edifício residencial de 5 pavimentos, elaborado pelo próprio autor. Neste estudo, buscou-se conhecer os tipos de fundações em estudo, bem como suas vantagens e restrições, os principais materiais (concreto e aço) constituintes dos sistemas, as ações que atuam na estrutura, assim como os coeficientes de majoração e redução, combinações das ações e o caminho que elas percorrem até chegar nos elementos de fundação, além dos dados geotécnicos necessários para o dimensionamento dos elementos e a verificação da necessidade de elementos estruturais que auxiliam as fundações, como os blocos de coroamento. Como não foi possível realizar sondagens no terreno adotado, para classificação e a verificação dos perfis estratigráficos do solo, foram adotados boletins de sondagem realizados através do ensaio SPT. A metodologia proposta demonstra os formulário e métodos adequados para o dimensionamento de cada uma das fundações. Após o dimensionamento e detalhamento tornou-se possível a realização do comparativo, no qual foram realizadas planilhas com o quantitativo de aço e concreto de cada sistema, podendo assim indicar as diferenças no consumo. Assim, pode-se concluir que os dois sistemas atenderiam de forma semelhante à obra.

Palavras-chave: Fundações profundas. Tubulão. Blocos de Coroamento.

ABSTRACT

The following paper presents a case study aiming at comparing the consumption of materials to be used between two types of foundation: pile block and pipe. It will be made from a project of a residential building of 5 floors, prepared by the author himself. In this study, we sought to know the types of foundations under study, as well as their advantages and restrictions, the main materials (concrete and steel) constituting the systems, the actions that act on the structure, as well as the increase and reduction coefficients, combinations the actions and the path they take to reach the foundation elements, as well as the geotechnical data needed for the dimensioning of the elements and the verification of the need for structural elements that help the foundations, such as the crowning blocks. As it was not possible to conduct surveys on the adopted terrain, for classification and verification of stratigraphic soil profiles, survey bulletins were adopted through the SPT test. The proposed methodology demonstrates the appropriate forms and methods for sizing each foundation. After sizing and detailing it became possible to make the comparison, in which spreadsheets were made with the quantity of steel and concrete of each system, thus indicating the differences in consumption. Thus, it can be concluded that both systems would serve similarly to the work.

Keywords: *deep foundations. Feedforward. Crowling blocks.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 Objetivos.....	9
1.1.1 Objetivo geral	9
1.1.2 Objetivos específicos.....	10
2 REFERENCIAL TEÓRICO	10
2.1 Elementos estruturais.....	10
2.1.1 Superestruturas	11
2.1.1.1 Lajes	11
2.1.1.2 Vigas.....	12
2.1.1.3 Pilares	12
2.1.2 Infraestrutura	12
2.1.2.1 Fundações	12
2.1.2.1.1 Características das fundações	12
2.1.2.1.2 Classificação das fundações	13
2.1.2.2 Blocos de coroamento	14
2.1.2.2.1 Blocos rígidos	15
2.1.2.2.2 Blocos flexíveis	16
2.1.2.2.3 Blocos de coroamento sobre um elemento de fundação.....	16
2.1.2.2.4 Blocos de coroamento sobre dois ou mais elementos de fundação.....	17
2.1.2.3 Estacas	18
2.1.2.3.1 Estacas cravadas	18
2.1.2.3.2 Estacas escavadas	19
2.1.2.4 Tubulões	20
2.2 Normas técnicas	21
2.3 Principais constituintes do sistema estrutural convencional	22
2.3.1 Concreto	22
2.3.1.1 Resistência a compressão	22
2.3.1.2 Resistência a tração	23
2.3.1.3 Módulo de deformação longitudinal.....	23
2.3.1.4 Peso específico	24

2.3.1.5 Durabilidade	25
2.3.2 Aço	26
2.4 Ações nas estruturas.....	28
2.4.1 Ações permanentes	28
2.4.1.1 Ações permanentes diretas	29
2.4.1.2 Ações permanentes indiretas	29
2.4.1.2.1 Imperfeições geométricas globais	29
2.4.2 Ações variáveis.....	30
2.4.2.1 Ações variáveis diretas	31
2.4.2.1.1 Ações do vento	31
2.4.2.2 Ações variáveis indiretas	32
2.4.3 Ações excepcionais.....	32
2.5 Caminho das ações	33
2.5.1 Ações nos elementos de fundações	34
2.6 Dados geotécnicos	34
2.6.1 Ensaio SPT	34
2.7 Parâmetros de resistência do solo	36
2.7.1 Coesão	36
2.7.2 Ângulo de atrito	37
2.7.3 Peso específico	37
2.8 Dimensionamento	38
2.8.1 Método dos estados limites.....	38
2.8.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências	40
2.8.1.2 Coeficientes de ponderação das ações.....	40
2.8.1.3 Combinação das ações no estado limite último.....	42
2.8.1.4 Combinação das ações no estado limite de serviço.....	42
2.8.2 Formulário para dimensionamento do bloco de coroamento	43
2.8.2.1 Bloco sobre 1 elemento de fundação.....	44
2.8.2.2 Bloco de coroamento sobre dois elementos de fundação	47
2.8.2.3 Bloco de coroamento sobre três elementos de fundação.....	52
2.8.2.4 Bloco de coroamento sobre quatro elementos de fundação	58
2.8.2.5 Bloco de coroamento sobre cinco elementos de fundação	61
2.8.3 Métodos semiempíricos para a tensão admissível em tubulão.....	63

2.8.3.1 Dimensionamento do tubulão a céu aberto.....	64
2.8.3.1.1 Dimensionamento das armaduras do tubulão a céu aberto.....	67
2.8.4 Métodos semiempíricos para carga admissível em estacas	68
2.8.4.1 Método Aoki e Velloso	69
2.8.4.2 Décourt e Quaresma	71
2.8.4.3 Teixeira.....	73
2.8.5 Dimensionamento de estacas escavadas.....	74
2.8.5.1 Dimensionamento na compressão	74
3 METODOLOGIA.....	75
4 ESTUDO DE CASO	76
4.1 Levantamento de dados para dimensionamento	78
4.1.1 Critérios adotados na superestrutura para determinação dos esforços	78
4.1.2 Análises dos dados geotécnicos adotados	80
4.1.3 Capacidade de carga das estacas	83
4.1.4 Tensão admissível dos tubulões	87
5 MEMORIAL DE CÁLCULO	88
5.1 Dimensionamento dos tubulões	88
5.1.1 Dimensionamento geométrico.....	88
5.1.2 Dimensionamento das armaduras	89
5.1.3 Detalhamento das armaduras do tubulão para o pilar P1	90
5.2 Dimensionamento dos blocos de transição do tubulão.....	91
5.2.1 Dimensionamento geométrico do bloco de transição para o pilar P1	91
5.2.2 Dimensionamento das armaduras do bloco de transição para o pilar P1	91
5.2.3 Detalhamento do bloco de transição do conjunto tubulão-pilar P1.....	92
5.3 Dimensionamento dos blocos sobre estacas	93
5.3.1 Dimensionamento bloco sobre estacas do pilar P3 (2 estacas)	93
5.3.1.1 Dimensionamento geométrico	94
5.3.1.2 Dimensionamento das armaduras	95
5.3.1.3 Detalhamento das armaduras.....	96
5.3.2 Dimensionamento do bloco sobre estacas do pilar P1 (3 estacas)	97
5.3.2.1 Dimensionamento geométrico	97
5.3.2.2 Dimensionamento das armaduras	99
5.3.2.3 Detalhamento das armaduras.....	101

5.3.3 Dimensionamento do bloco sobre estacas do pilar P2 (4 estacas)	101
5.3.3.1 Dimensionamento geométrico	102
5.3.3.2 Dimensionamento das armaduras	103
5.3.3.3 Detalhamento das armaduras	104
5.3.4 Dimensionamento do bloco sobre estacas do pilar P6 (5 estacas)	105
5.3.4.1 Dimensionamento geométrico	105
5.3.4.2 Dimensionamento das armaduras	107
5.3.4.3 Detalhamento das armaduras	108
5.4 Dimensionamento das armaduras das estacas	109
6 APRESENTAÇÃO DO COMPARATIVO DE CONSUMO ENTRE BLOCO SOBRE ESTACAS E TUBULÕES	109
6.1 Fundação em blocos sobre estacas	110
6.2 Fundação em Tubulões	111
7 ANÁLISE DOS RESULTADOS	112
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	114
REFERÊNCIAS	115
APÊNDICE A	118
APÊNDICE B.....	121
APÊNDICE C	124
APÊNDICE D	126
APÊNDICE E.....	127
APÊNDICE F.....	128
APÊNDICE G	129
APÊNDICE H.....	130
APÊNDICE I.....	131
ANEXO A.....	132
ANEXO B.....	137

1 INTRODUÇÃO

A fundação desempenha um dos papéis mais importantes no conjunto estrutural, pois é responsável por receber as cargas oriundas da superestrutura e as transmiti-las para o solo sem que sofra deformações e recalques excessivos.

A escolha do método mais eficiente é imprescindível para o seu desenvolvimento, portanto, o dimensionamento de fundações e a verificação da viabilidade técnica são elementos que justificam um estudo de caso deste tipo e, ainda, pode ser de grande valia para adquirir a habilidade construtiva, uma vez que não se obtém com teorias, mas com aplicações. O presente estudo apresentará um comparativo de consumo de materiais aplicando dois tipos de fundações, sendo o bloco sobre estacas e tubulões em um edifício residencial com cinco pavimentos, analisando os quantitativos de aço e concreto por meio do dimensionamento dos elementos de cada tipo de fundação.

Neste trabalho é apresentado, primeiramente, uma revisão bibliográfica de tópicos importantes acerca do estudo das fundações, por exemplo: conceitos, dados geotécnicos, processos executivos de fundações, parâmetros de resistência dos solos e metodologias de dimensionamento. Em seguida é apresentado o edifício residencial que serve de base para o estudo bem como a metodologia a ser adotada. Assim, procede-se com as etapas da análise do solo do local e pré determinação de dados para identificação da planta de carga na base dos pilares do pavimento térreo do projeto modelo adotado através do software Cypecad. No final, será feito o dimensionamento e detalhamento dos dois tipos de fundações escolhidas para o edifício, além do levantamento quantitativo de aço e concreto nos sistemas de fundações acima mencionados, e assim será possível analisar qual sistema é mais vantajoso em relação ao consumo final de materiais.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Realizar um comparativo de consumo de materiais da fundação de um edifício residencial. Tomando como objeto de estudo o bloco sobre estaca e tubulão.

1.1.2 Objetivos específicos

Elaborar a revisão bibliográfica acerca das fundações profundas do tipo bloco sobre estaca e tubulão a céu aberto, apontando as qualidades e restrições de cada tipo, processos executivos e metodologia de cálculo para dimensionamento.

Realizar um projeto de um edifício modelo de 5 pavimentos e com a utilização do software Cypecad, obter os esforços para dimensionamento dos tipos de fundação em estudo.

Realizar o dimensionamento e detalhamento dos tipos de fundação em questão.

Obter um quantitativo de consumo de materiais a fim de analisar e comparar os resultados entre os dois modelos de fundação.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

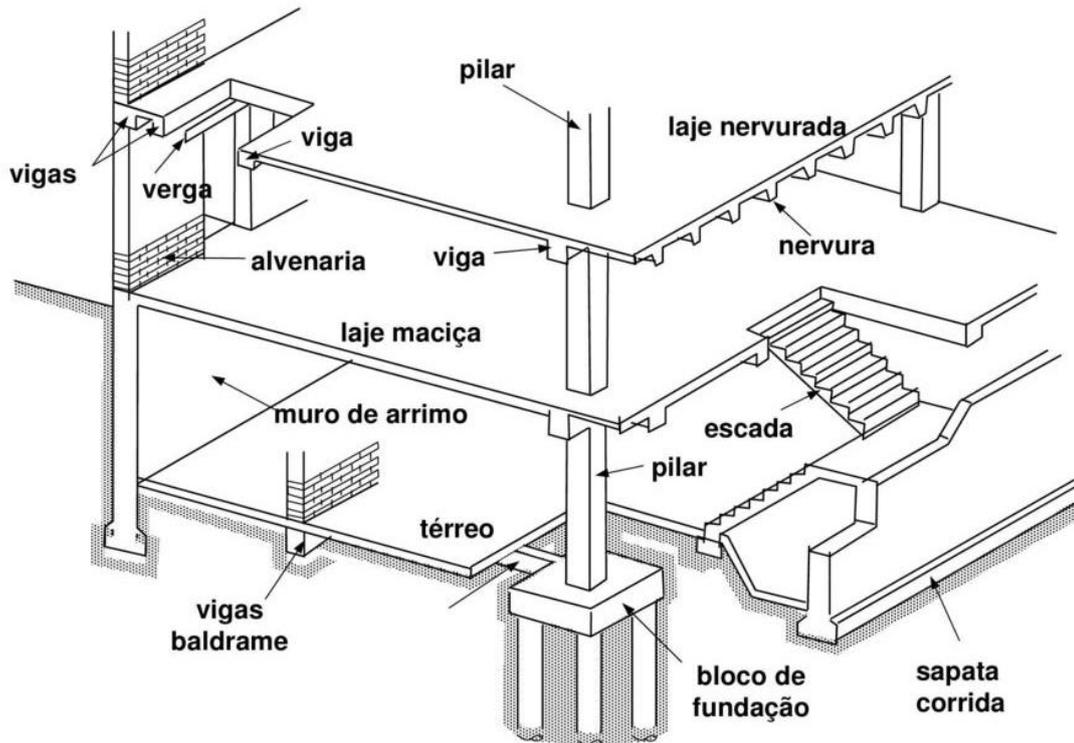
2.1 Elementos estruturais

Os elementos básicos das estruturas são: lajes, vigas, pilares e fundação. O modo como são arranjados podem ocasionar diversos comportamentos na estrutura e, a todo esse conjunto se dá o nome de sistema estrutural (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Na concepção estrutural deve levar em consideração a finalidade da edificação e atender às condições impostas pela arquitetura. A base para elaboração do projeto estrutural é representada pelo projeto arquitetônico. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos. A estrutura deve também ser coerente com todas as características do solo no qual ela se apoia (RODRIGUES P., 2011).

Consiste em atender simultaneamente para um arranjo estrutural totalmente adequado: a economia (custo), os aspectos de segurança, durabilidade e os relativos ao projeto arquitetônico (estética e funcionalidade) (ALVA, 2007).

Figura 01: Elemento estruturais de um edifício.



Fonte: (ALVA, 2007)

2.1.1 Superestruturas

Para Cintra, Albiero e Aoki (2014), o conjunto estrutural formado por lajes, vigas e pilares do edifício é chamado de superestruturas, podendo ser executado em concreto, aço ou madeira, independentemente de sua esbeltez.

2.1.1.1 Lajes

Para Giongo (2007), as lajes são placas horizontais responsáveis por receber as ações verticais permanentes (peso próprio, peso próprio do contra piso, piso e revestimento) e acidentais ou utilização, especificada pela NBR 6120:2014, aplicadas nas estruturas das coberturas e pavimentos. As lajes podem ser maciças ou nervuradas, moldadas no local ou pré-fabricadas ou ainda podem ser parcialmente pré-fabricadas.

2.1.1.2 Vigas

Giongo (2007) considera as vigas como elemento de barras horizontais sujeito a flexão. Recebem os esforços da laje e os transmitem, juntamente com seu peso próprio e peso de paredes apoiada diretamente sobre elas, para os pilares.

2.1.1.3 Pilares

“Os pilares são elementos lineares de seção não delgada, ou seja, com espessura (b) na mesma ordem de grandeza da altura (h) da seção transversal e, estas bem menores que o comprimento (ℓ_1), empregados usualmente na vertical, solicitados à flexão composta.” (GIONGO, 2007). Recebem todas as cargas e as transmitem, juntamente com seu peso próprio, para as fundações (NBR 6118:2014).

2.1.2 Infraestrutura

De acordo com Cintra, Albiero e Aoki (2014) a infraestrutura é um subsistema estrutural da estrutura, alguns exemplos são as sapatas, tubulões ou estacas.

2.1.2.1 Fundações

2.1.2.1.1 Características das fundações

O sistema de fundações é formado pelo elemento estrutural do edifício que fica abaixo do solo e com o maciço de solo envolvente sob a base e ao longo do fuste (ABCP, 2002). De acordo com Azeredo (1997) o principal objetivo da fundação é transmitir as cargas da estrutura ao solo onde ela se apoia. Com isso, Alonso, U. R (2011) afirma que devem ser projetadas e executadas, sob a ação dos esforços solicitantes, as condições mínimas de segurança, “isto é, atender aos coeficientes de segurança contra a ruptura”; funcionalidade, “garantindo deslocamentos compatíveis com o tipo e a finalidade a que se destina a estrutura”; e durabilidade, “apresentando vida útil, no mínimo, igual ao da estrutura”.

O bom desempenho está totalmente ligado ao controle e a garantia de qualidade determinados pelos profissionais envolvidos no projeto e execução (ALONSO, 2011). “Segundo a International Standards Organization (ISO) define-se garantia da qualidade ao

conjunto de ações planejadas e sistemáticas necessárias para prover confiança adequada de que os produtos, processos e serviços satisfarão determinados requisitos de qualidade.”

Para se obter uma fundação de qualidade, Araújo (2003) apresenta alguns requisitos, como estar em uma cota de assentamento adequada para que sua estrutura não sofra interferência por escavações ou construções vizinhas, além disso, se assegurar quanto às rupturas dos solos e ainda os recalques sofridos devem ser de mesma dimensão com a adaptação das estruturas.

Para a elaboração e execução de um projeto de fundação, é essencial que o responsável conheça os tipos de fundações existentes, seus aspectos e particularidades, proporcionando escolher a mais apropriada para suprir as características técnicas e necessidades real da obra.

2.1.2.1.2 Classificação das fundações

As fundações são responsáveis pela transmissão das cargas de edificações para as camadas do solo, seja de forma direta que será por fundações superficiais ou de forma indireta, que são as fundações profundas (CAMPITELI, 2017).

a) Fundações Superficiais: a NBR 6122/2010 salienta que as fundações superficiais podem ser classificadas em: (rasa ou direta): nesse tipo estão incluídos os elementos em que a carga é conduzido ao solo sob a base da fundação e a profundidade do assentamento em comparação ao terreno adjacente é inferior ao dobro de sua menor dimensão em planta. São incluídos a esse tipo de fundação as sapatas, blocos, radier, sapata associada e sapata corrida.

b) Fundações Profundas: as fundações profundas possuem características particulares que as tornam diferentes dos demais elementos das edificações. A elaboração do projeto está diretamente relacionada às características de execução de cada sistema de fundações profundas, não envolvendo apenas a adoção de perfil típico do solo e a análise através de teoria ou método específico de cálculo (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

De acordo com a NBR 6122/2010 a fundação profunda é definida como:

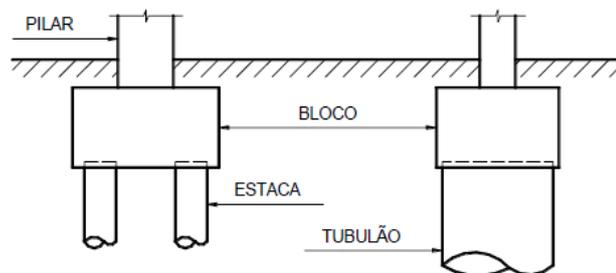
Elemento de fundação que transmite a carga pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p.3).

No entanto, a norma NBR 6118:2014 aponta a necessidade do uso de blocos de coroamento para transmitir as cargas de fundação às estacas e aos tubulões.

2.1.2.2 Blocos de coroamento

Os blocos de coroamento são elementos com um sistema de funcionamento complexo, pelo fato de todas as suas dimensões conterem a mesma ordem de grandeza e devido ao seu procedimento mecânico (OLIVEIRA,2009). A norma NBR 6118:2014 define que os “blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação”.

Figura 02: Bloco de coroamento sobre estaca e tubulão.



Fonte: (BASTOS, 2017).

Quando observa as ações que atuam no bloco, as cargas que estão sob ele são consideradas como forças concentradas, isto é, as reações das estacas são analisadas como forças pontuais. Além disso, nas fundações diretas não é considerada nenhuma contribuição do solo, de modo que toda a carga vinda dos pilares é transmitida pelo bloco e recebida diretamente pela(s) estaca(s) (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

De acordo com a norma brasileira NBR 6118:2014 é classificado os blocos sobre estacas em duas formas em rígidos e flexíveis, destacando que para o cálculo dos blocos rígidos é modelos tridimensionais, lineares ou não, e modelos de bielas e tirantes tridimensionais, tendo esses últimos a preferência por definir melhor a distribuição de forças nos tirantes. Porém, não é apresentado no conteúdo da NBR 6118:2014 explicações para dimensionamento e verificação dos blocos sobre estacas.

2.1.2.2.1 Blocos rígidos

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) o critério utilizado para esta classificação é o mesmo adotado para sapata, que considera as sapatas (ou blocos) rígidos aqueles que respeitam o seguinte requisito:

$$h \geq \frac{(a - ap)}{3}$$

Sendo:

a: dimensão da sapata (ou bloco) em uma determinada direção,

ap: dimensão do pilar na mesma direção e h a altura do elemento.

De acordo com CEB-FIP (1970) a classificação de blocos rígidos se dá por uma relação da altura que deve ser atendida, dada pela expressão:

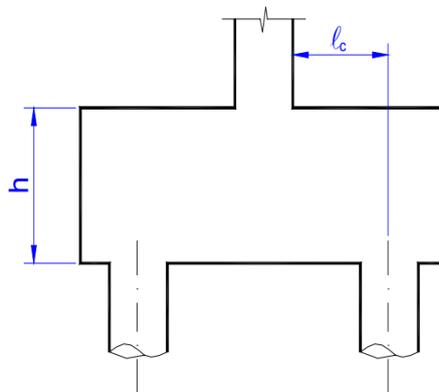
$$\ell_c = 1,5 \cdot h$$

Onde:

ℓ_c : distância;

h: altura do bloco.

Figura 03: Parâmetros para classificação dos blocos



Fonte: (MUNHOZ, 2004)

A NBR 6118:2014 conta que ao seu comportamento estrutural prescreve ser caracterizado por:

a) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vezes o diâmetro delas); b) as cargas descem do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas; e c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas (NBR 6118:2003).

De acordo com Munhoz (2004), o método de cálculo para blocos rígidos pode ser feito com os critérios indicados no Boletim 73 do CEB (1970) ou considerando método clássico baseado na teoria das bielas. O CEB-FIP (1970) sugere, ainda, que os blocos não deverão apresentar altura superior a duas vezes a distância l_c , pois o elemento deixaria de ter um comportamento de bloco rígido e passaria a se comportar como uma viga parede, fazendo com que o método das bielas seja inutilizado.

2.1.2.2.2 Blocos flexíveis

Segundo Munhoz (2004), quando a condição imposta a Blocos rígidos não for satisfeita, o bloco será considerado flexível, então os esforços solicitantes deverão ser determinados através do método clássico aplicável a vigas usuais.

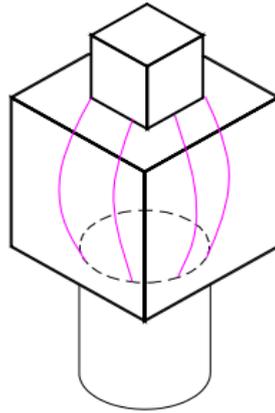
A NBR 6118:2014 explica que no Bloco flexível “deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção”. E recomenda utilizar para seu dimensionamento a teoria relativa à laje e punção.

2.1.2.2.3 Blocos de coroamento sobre um elemento de fundação

De acordo com Rodrigues P. (2010), quando a fundação se trata de apenas uma estaca ou tubulão, a utilização do bloco pode ser descartada, porém costuma-se projetá-lo com a função de conter as extremidades das armaduras dos pilares e, também auxiliar na locação exata dos pilares, além disso, faz com que a carga seja transmitida uniformemente para fundação.

Munhoz (2004) explica que essas tensões de compressão são transmitidas até o topo da estaca ou tubulão através da altura do bloco, em trajetórias curvas e, mesmo com dimensões e forças pequenas, na direção transversal ocorrem tensões de tração que podem causar o fendilhamento, necessitando a verificação dessas tensões.

Figura 04: Trajetória das tensões principais de compressão.



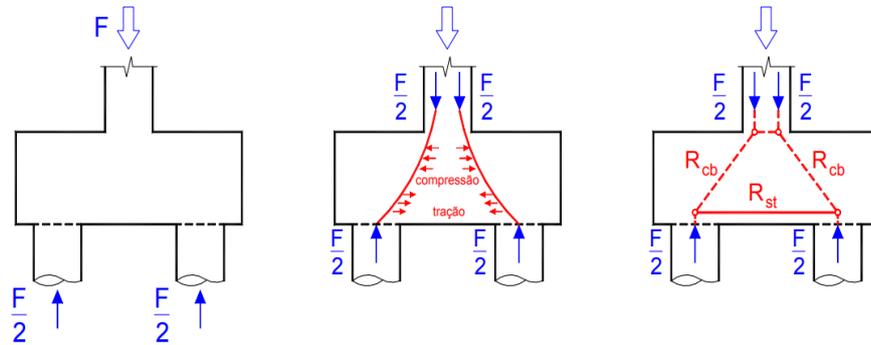
Fonte: (MUNHOZ, 2004)

2.1.2.2.4 Blocos de coroamento sobre dois ou mais elementos de fundação

Segundo Rodrigues P (2010), para o dimensionamento sobre dois elementos, o bloco obrigatoriamente deve ser rígido e, por ser um processo mais exigente e detalhado, não é possível aplicar a teoria da flexão, então deve-se recorrer a outros métodos para verificação da armadura principal de tração, como o modelo de bielas e tirantes.

Segundo Munhoz (2004) o modelo apresenta que as forças exercidas pelo pilar, concentram-se em regiões do bloco onde o concreto encontra-se comprimido, ou seja, formando bielas e, de acordo com Carvalho e Pinheiro (2009) é necessário calcular uma armadura, disposta horizontalmente na parte inferior do bloco, com o objetivo de resistir aos esforços de tração, de acordo com o modelo biela-tirante.

Figura 05: Aplicação do caminho de carga em blocos sobre duas estacas



Fonte: (MUNHOZ, 2004)

Assim, o método bielas e tirantes admite a composição de uma treliça espacial “dentro” do bloco, basicamente constituída, de barras comprimidas e inclinadas (bielas), e barras traçadas (tirantes). Para blocos de três, quatro e cinco estacas o caminho das forças é análogo ao de duas estacas, havendo alterações somente na divisão dessas ações para cada elemento e geometria do bloco.

2.1.2.3 Estacas

A ABNT NBR 6122/2010, define estaca como um elemento de fundação profunda executada totalmente através de equipamentos ou ferramentas, sem que haja a necessidade da descida de operários em sua execução. Os materiais utilizados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ ou mistos.

Para Marangon (2012), estaca é um elemento estrutural esbelto introduzido ou moldado no solo por cravação ou perfuração, com a função de transmitir cargas ao solo, seja pela resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta ou de base), seja pela resistência ao longo de sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas.

2.1.2.3.1 Estacas cravadas

As estacas pré moldadas são constituídas de seguimentos de pré-moldado ou pré introduzida no terreno que pode ser por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou martelo vibratório. Exclusivamente para geotécnicos não há diferença entre estacas pré fabricadas ou pré-moldadas. Além do mais são consideradas excelentes opções para solos não

coesivos e cujo, o lençol freático se encontra próximo ao nível do solo. Além disso, proporcionam economia com bota fora e limpeza da obra, uma vez que não existe escavação (AP&L, 2018)

Já as estacas metálicas são aplicadas em grandes construções, sendo nos industriais, em edifícios de andares múltiplos, pontes e viadutos, portos e torres de transmissão (GERDAU, 2006). Normalmente, são fabricadas em formatos de seção I, H, circular, quadrada e retangular. Mostra um custo mais elevado em relação com as demais estacas, sendo que mesmo assim, o uso é mais economicamente viável. São indicadas também para solos residuais, que não possui profundidade constante e durante a cravação são consideradas mais resistentes (AP&L, 2018). Nas estruturas de contenção elas têm papel dominante devido a facilidade de cravação, de sua alta resistência e da versatilidade de integração com elementos construtivos complementares (GERDAU, 2006).

Em obras provisórias geralmente são empregadas as estacas de madeira. Quando forem utilizadas em obras permanentes tem a necessidade de proteção contra fungos e bactérias. Geralmente o martelo de queda livre é o equipamento utilizado na cravação. Em terrenos com matacões esse tipo de estaca não deve ser utilizada, já em casos em que tiver que penetrar camadas resistentes à ponta, deve ser protegida com ponteira de aço (AP&L, 2018).

2.1.2.3.2 Estacas escavadas

Décourt (1998) define estacas escavadas aquelas cuja execução é “in situ”, ou seja, perfurando o terreno através de um processo qualquer, removendo material, para realização da concretagem, com ou sem a utilização de fluido estabilizante e revestimento. As principais estacas que se enquadram nessa categoria são as do tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, Strauss, hélice contínua, raiz, injetadas, barretes, estacões, entre outras. A estaca escavada utilizada no dimensionamento da fundação do projeto em estudo é do tipo sem lama betonítica.

De acordo com a NBR 6122/2010 trata-se de estacas moldada in loco, executadas por meio da concretagem de um furo realizado por trado espiral, em subsolo que garanta sua estabilidade sem a necessidade de fluido estabilizante sua profundidade deve ser limitada ao nível do lençol freático.

A NBR 6122 aponta, ainda, que o concreto utilizado não deve ter um consumo de cimento menor que 300 kg/m^3 , seu abatimento ou *slump test* conforme ABNT NBR NM 67 deve ser entre 8 e 12 centímetros para estacas não armadas e entre 12 a 14 centímetros para

armadas, agregado com diâmetro máximo de 19 mm e $f_{ck} \geq 20$ Mpa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

2.1.2.4 Tubulões

Tubulão pode ser definido como uma estaca com diâmetros maiores e com a base alargada de diâmetro maior que o de seu fuste, o que eleva o seu suporte de cargas. Portanto, possui um privilégio de executar apenas uma, ao invés de executar várias estacas no mesmo bloco de fundação. (OLIVEIRA, AMARO; 2016).

A NBR 6122/2010 define tubulão como:

Elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento da base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta. (NBR 6122/2010, p.3)

Esse tipo de fundação é efetuado acima do lençol freático, ou mesmo abaixo dele. No caso de existir apenas carga vertical, o tubulão a céu aberto não é armado, inclui apenas uma ferragem de topo, devendo ser maior ou igual a 3 metros de comprimento, para ligação com o bloco de coroamento ou de capeamento (PEREIRA, 2019).

De acordo com a NBR 6122/2010, em tubulões a céu aberto, o fuste pode ser escavado manual ou mecanicamente, assim como o alargamento da base, onde é obrigatório a descida do poceiro para realizar a remoção do solo que o equipamento não consegue retirar. Na colocação da armadura deve-se atentar para que não caia torrões de solo dentro do tubulão e, a concretagem deve ser feita imediatamente após a escavação até a cota de arrasamento.

A NR 18 afirma que a escavação manual só pode ser executada acima do nível d'água ou abaixo dele nos casos em que o solo se mantenha estável, sem risco de desmoronamento, e seja possível controlar a água no interior do tubulão.

A NBR 6122 aponta, ainda, que o concreto utilizado não deve ter um consumo de cimento menor que 300 kg/m^3 , seu abatimento ou *slump test* conforme ABNT NBR NM 67 deve ser entre 8 e 12 centímetros, agregado com diâmetro máximo de 25 mm e $f_{ck} \geq 20$ Mpa aos 28 dias, conforme ABNT NBR 6118, ABNT NBR 5738 e ABNT NBR 5739.

Em tubulões a ar comprimido, o procedimento de execução passa por etapas de cuidados rigorosos. Usados para fundações abaixo do nível da água, possui a primeira etapa construtiva a perfuração com trado como as outras estacas escavadas. Quando esta então atinge o solo

resistente, é feita a decida do revestimento, podendo esse ser de aço ou de concreto. Após a cravação do revestimento, procede-se com a implantação do equipamento que promova a saída da água do seu interior através de ar comprimido, a campânula, e com isso os operários descem para realizar o alargamento da base manualmente. “A pressão máxima de ar comprimido empregada é de 3 atm (0,3 MPa), razão pela qual os tubulões pneumáticos tem sua profundidade limitada a 30 m abaixo do nível da água” (ALONSO, 1983).

2.2 Normas técnicas

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) regulamenta os procedimentos a serem empregados em projetos, execução e controle de obras, por meio de normas específicas, com o objetivo de padronização dos mesmos. Para estruturas de concreto armado e fundações, as mais importantes são:

- ABNT NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto: procedimento;
- ABNT NBR 6120:2019: Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- ABNT NBR 6122:2010: Projeto e execução de fundações;
- ABNT NBR 6123:1988 (versão corrigida 2 de 2013): Forças devidas ao vento em edificações: procedimento;
- ABNT NBR 8681:2003 (versão corrigida de 2004): Ações e segurança nas estruturas: procedimento.
- NR 18 (Portaria MTb n.º 261, de 18 de abril de 2018): Condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção.

Além dessas, podem ser utilizados, somente com justificativa, regulamentos internacionais, como é o caso do dimensionamento de blocos de coroamento, uma vez que, a ABNT NBR 6118:2014 não apresenta critério definido. Esses regulamentos podem ser:

- Building Code Requirements for Reinforced Concrete (normas editadas pelo American Concrete Institute (ACI));
- CEB-FIP Model Code (Comite Euro-Internacional du Beton), que sintetiza o desenvolvimento técnico e científico de análise e projeto de estruturas de concreto;

2.3 Principais constituintes do sistema estrutural convencional

Para conhecer o comportamento das estruturas de concreto armado é imprescindível conhecer as propriedades e características dos materiais que o compõe: o concreto e o aço (BASTOS, 2017).

2.3.1 Concreto

O concreto é um composto de água, cimento e agregados e materiais inertes, podendo ser adicionados produtos químicos com o intuito de melhorar a trabalhabilidade e resistência e diminuir o a velocidade das reações que ocorrem no concreto (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.19).

2.3.1.1 Resistência a compressão

A resistência à compressão é a principal característica do concreto e diversos fatores podem influenciar nessa resistência, dos quais os principais são a relação entre as quantidades de seus compostos (água, cimento e agregados) (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.36).

No Brasil, a resistência pode ser estimada através de ensaios de determinada quantidade de corpos de prova cilíndricos com dimensões padronizadas e, relacionando à idade de 28 dias. Estes ensaios são padronizados por meio das normas ABNT NBR 5738:94 (Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova) e ABNT NBR 5739:94 (Concreto: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos). Porém, na prática o próprio calculista especifica um valor de resistência (f_{ck}) e a utiliza nos cálculos (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.36).

A partir da resistência característica, a NBR 6118 (ABNT, 2014) de acordo com a ABNT NBR 8953:2015, define classes para os concretos. “O grupo I corresponde aos concretos até a classe C50, e o grupo II aos concretos das classes superiores até C90. Os números indicadores das classes representam a característica à compressão especificada em MPa para a idade de 28 dias” (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2014, p.36).

2.3.1.2 Resistência a tração

Como o concreto é um material que não possui uma resistência à tração considerável, se comparado ao quanto resiste a compressão, geralmente não se conta com a ajuda dessa resistência, porém é necessário conhecê-la devido a possibilidade de estar relacionada com a capacidade resistente da peça. (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

De acordo com Libânio (2004) há três tipos de ensaio normatizados para tração: tração direta (f_{ct}), compressão diametral ($f_{ct,SP}$) e tração na flexão ($f_{ct,f}$).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), considera-se a resistência à tração direta f_{ct} igual a $0,9 \cdot f_{ct,SP}$ ou $0,7 \cdot f_{ct,f}$, ou seja, coeficientes de conversão 0,9 e 0,7, para os resultados de compressão diametral e de flexão, respectivamente. Na ausência de ensaios, as resistências à tração direta podem ser obtidas a partir da resistência à compressão f_{ck} , através das seguintes equações, em que são expressos em megapascals (MPa):

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ctm}$$

2.3.1.3 Módulo de deformação longitudinal

A ABNT NBR 8522:2017 estabelece um método de ensaio considerando a idade aos 28 dias do concreto, para determinar seu módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}), porém, na falta da realização de ensaios, ele pode ser estimado por meio das expressões abaixo:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 103 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa}$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

O módulo de deformação secante pode ser obtido de acordo com o método de ensaio prescrito na ABNT NBR 8522:2017, ou estimado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci}$$

Através da reprodução da tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014 abaixo (Quadro 01), é possível identificar os valores estimados arredondados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto que podem ser usados no projeto estrutural. Estes valores são estimados considerando a utilização de granito como agregado graúdo.

Quadro 01 - Valores estimados de módulos de elasticidade.

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.3.1.4 Peso específico

Segundo Botelho e Marchetti (2018), peças de vários materiais com o mesmo volume podem apresentar densidades diferentes, à essa densidade dá-se o nome de peso específico (γ).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o peso próprio da estrutura de concreto armado para o concreto simples deve ser analisado com a massa específica de 2400 kg/m³ ou peso específico de 24 kN/m³, já para o concreto armado ou protendido massa específica de 2500kg/m³ ou 25kN/m³.

2.3.1.5 Durabilidade

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as estruturas de concreto devem ser projetadas e executadas com o intuito de garantir segurança, estabilidade e comportamento adequado em serviço durante sua vida útil, mesmo sob influências ambientais.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que a agressividade ambiental é o principal fator que impacta na durabilidade da estrutura de concreto, podendo ser classificada conforme prescrições do quadro 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, mostrado no quadro 02.

Quadro 02 - Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1),3)}	Grande
IV	Muito Forte	Industrial ^{1),3)} Respingos de maré	Elevado

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Nota:

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos: salas, dormitórios, banheiros, cozinhas, áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

2) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

O item 7.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, expõe ensaios para determinar os parâmetros mínimos a serem atendidos em projetos de estruturas em concreto, quanto a sua durabilidade frente ao tipo e nível de agressividade, porém na falta desses ensaios Figueiredo e Filho (2014) afirmam que é permitido adotá-los através do quadro 3.

Quadro 03 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Concreto armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	Concreto protendido	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto	Concreto armado	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	Concreto protendido	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Após estabelecer a classe de agressividade ambiental e o máximo fator água/cimento da estrutura em estudo, pode-se definir o cobrimento da armadura em estruturas de concreto armado, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme o quadro 4.

Quadro 4 - Correspondência entre CAA e cobrimento nominal para estruturas de concreto armado.

Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV ^(b)
	Comprimento nominal (mm)			
Laje ^(a)	20	25	35	45
Viga / Pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo ^(c)	30		40	50

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Nota:

(a) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências deste quadro podem ser substituídas por $C_{nom} \geq \emptyset_{barra}$, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

(b) Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

(c) No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

2.3.2 Aço

Segundo Carvalho Figueiredo Filho (2014), a norma que rege os aços utilizados nas estruturas no Brasil é a NBR 7480/2007 – define os tipos e as características sobre as barras e

fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. Essa, classifica como barra, os aços que possuem diâmetro nominal entre 6,3 a 40 milímetros (mm) que são fabricados obrigatoriamente por laminação a quente. Ainda considera os fios aqueles com diâmetro nominal inferior a 10 mm, que são adquirido pro trefilação ou processo equivalente (estiramento e laminação a frio).

As barras de aço são classificadas de acordo com seu valor característico da resistência ao escoamento nas categorias CA-25 e CA-50, e os fios de aço na categoria CA-60. Os aços empregados em estruturas de concreto armado são da categoria CA-50 e CA-60. “As letras CA indicam concreto armado e o número na sequência indica o valor de f_{yk} em kgf/mm² ou kN/cm².”

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as características do aço podem ser consideradas para massa específica um valor de 7850 kg/m³, módulo de elasticidade de 210GPa e coeficiente de dilatação térmica de 10-5/°C para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento na ruptura são as características mais relevantes para definir um aço, obtidas em ensaio de tração.

A resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}) é a tensão máxima que o fio ou a barra devem resistir para que ainda volte ao seu tamanho inicial, ou seja, não apresentando deformação permanente, através do ensaio de tração. (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014). Já o limite de resistência (f_{stk}) é a força máxima que o aço suporta até haver seu rompimento, obtida através da relação entre a força de ruptura e a área da seção transversal inicial da amostra.

O alongamento na ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014). A deformação específica de cálculo (ϵ_{yd}), correspondente ao início do patamar de escoamento, conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) é definida pela seguinte equação.

$$\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$$

Onde:

E_s : módulo de elasticidade do aço, admitido igual a 210.000 Mpa;

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a $f_{yk}/1,15$;

f_{yk} : resistência característica do aço a tração.

O quadro 05 apresenta algumas propriedades dos aços, de acordo com as prescrições da ABNT (NBR 6118:2014).

Quadro 05 - Propriedades mecânicas dos aços.

Aço	F_{yk} (Mpa)	F_{yd} (MPa)	ε_{yd} (%)
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

2.4 Ações nas estruturas

Para o dimensionamento de uma fundação é essencial que se conheça as cargas em que a estrutura está sendo submetida. De acordo com Carvalho Figueiredo Filho (2014) ações são um conjunto de influências que provocam estados de tensão e deformação em uma estrutura. Cintra, Aoki e Albiero (2014) explicam que essas tensões são transmitidas em cada seção da estrutura, cujas componentes são os esforços solicitantes (força normal, cortante, momento fletor e momento torçor). De acordo com a NBR 8681:2004, as que devem ser consideradas em projetos estruturais de edifícios de concreto podem ser classificadas como:

- Ações Permanentes;
- Ações Variáveis;
- Ações Excepcionais.

Para o engenheiro de fundações, Cintra, Aoki e Albiero (2014) afirmam que as solicitações mais importantes são as que se desenvolvem nas seções de transição da superestrutura para infraestrutura, as seções correspondentes ao topo das fundações, além dos deslocamentos verticais para baixo dessas fundações, ou seja, os recalques das fundações.

2.4.1 Ações permanentes

São ações que ocorrem nas estruturas com valores praticamente uniforme, durante o período de vida da construção. Além dessa, podem ser incluídas nesse tipo as ações que crescem no tempo tendendo a um limite constante. Considera-se, para efeito de cálculos, sempre o valor adverso a segurança das estruturas, o de maior intensidade.

Classificam-se, de acordo com o modo de aplicação, em: Ações Permanentes Diretas e Ações Permanentes Indiretas.

2.4.1.1 Ações permanentes diretas

São constituídos pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes, os quais são considerados com os valores nominais indicados pelos respectivos fornecedores. Além disso, é preciso considerar, também, os empuxos de terra e outros materiais granulosos, quando forem admitidos não removíveis.

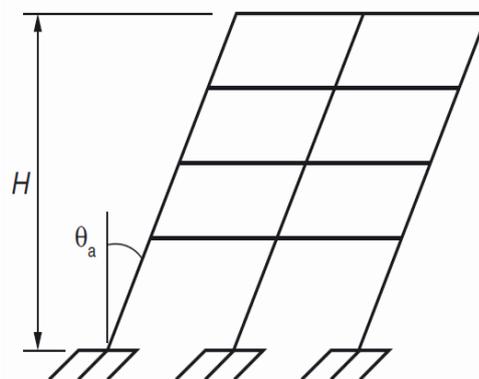
2.4.1.2 Ações permanentes indiretas

Ações que resultam de alterações da forma original de estruturas, se enquadrando as retrações do concreto (rachaduras, proveniente da secagem rápida), deformações ao longo do tempo (fluência), deslocamentos dos apoios, defeitos geométricos e protensão.

2.4.1.2.1 Imperfeições geométricas globais

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), na análise global dos edifícios deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, através do ângulo de desaprumo (θ_a), em radianos, conforme mostra a figura 06.

Figura 06 – Imperfeições geométricas globais.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014).

Onde:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}}$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

Em que:

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$;

H: altura total da edificação (m);

n: número de prumadas de pilares no pórtico;

A excentricidade devido à imperfeição geométrica no topo da edificação é obtida pela fórmula:

$$e_{tp} = \theta_a \cdot H$$

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) através do ângulo de desaprumo pode-se estabelecer uma ação horizontal equivalente (F), a ser aplicada ao nível de cada pavimento, pela fórmula:

$$F = P \cdot \theta_a$$

Sendo P correspondente ao peso total.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a sobreposição de vento e desaprumo não é necessária quando o menor valor entre eles não for maior que 30% do maior valor.

2.4.2 Ações variáveis

As ações variáveis são classificadas como diretas e indiretas.

2.4.2.1 Ações variáveis diretas

São constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, sendo cargas verticais (pessoas, mobiliário, veículos, etc.), cargas moveis, impacto lateral e, também pela ação do vento e da água.

2.4.2.1.1 Ações do vento

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), toda estrutura está sujeita às ações decorrentes do vento, principalmente as estruturas relativamente altas e de grande porte, onde o vento terá uma área maior para incidir e com velocidades mais altas, fazendo com que seja de suma importância a sua consideração no projeto estrutural.

A verificação da intensidade do vento está prescrita na NBR 6123 (1988). De forma resumida, para efeito de verificação, é preciso determinar a força de arrasto do vento (F_a) que é dada pela expressão:

$$F_a = C_a \times q \times A$$

Onde:

C_a : coeficiente de arrasto;

q : pressão dinâmica do vento;

A : área frontal efetiva.

Mas, para isso faz-se necessário o cálculo de vários outros fatores, como a determinação da pressão de obstrução causada pelo vento (q_{vento}) através do teorema de Bernoulli:

$$q_{\text{vento}} = 0,613 \cdot V_k^2$$

Em que V_k é a velocidade característica do vento, expressa por:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Onde:

V_0 : velocidade básica do vento de cada região do Brasil, definida pelo mapa de isopletras (Figura 1 da ABNT NBR 6123:1988);

S_1 : fator que leva em consideração a topografia da região;

S_2 : considera as particularidades em relação a sua dimensão e a presença ou não de obstáculos no redor da mesma (rugosidade do terreno), se dividindo, ainda, entre cinco categorias e três classes (A, B e C). É determinado através do item 5.3 da NBR 6123:1998, e obtido pela fórmula:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

S_3 : Fator estatístico, relacionado com a segurança da edificação considerando, conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação

Deve-se determinar, também, o coeficiente de arrasto (C_a) encontrado através de um gráfico, porém esse que depende da direção de aplicação da força do vento (0° ou 90°), dimensões da edificação e vizinhança; e também a determinação da área de aplicação do vento (A).

2.4.2.2 Ações variáveis indiretas

A NBR 6118 (2014), considera ações variáveis indiretas: causadas por variações uniformes e não uniformes de temperatura e por ações dinâmicas, ou seja, quando a estrutura estiver sujeita a choques ou vibrações por causa de suas condições de uso.

2.4.3 Ações excepcionais

Ocorrem quando não se podem ser controladas de alguma maneira, e devem ser consideradas, sendo seus valores estipulados em normas específicas para cada caso. Alguns exemplos são: Explosões, Choques de veículos, incêndios, enchentes e abalos sísmicos excepcionais. São considerados extremamente curtos e de possibilidade mínimas de acontecer, porém não devem ser simplesmente descartados.

2.5 Caminho das ações

Com a apresentação das definições, funções e ações aplicadas e resistidas de cada elemento do conjunto estrutural de um edifício, é indispensável definir como as ações são recebidas, suportadas e descarregadas nas fundações.

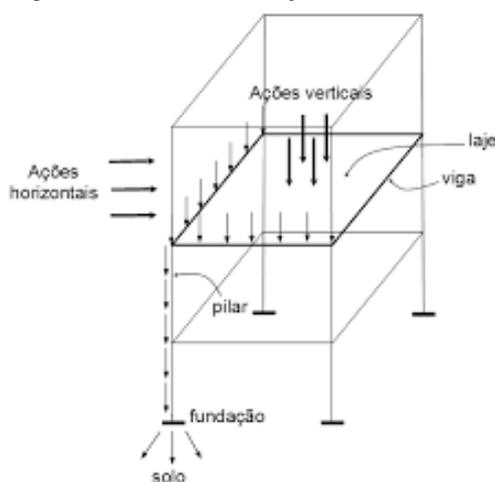
“O sistema estrutural de um edifício deve ser projetado de modo que seja capaz de resistir não só as cargas verticais, mas também as ações horizontais que possam provocar efeitos significativos ao longo da vida útil da construção” (PINHEIRO, MUZARDO, SANTOS; 2003). Sendo assim, é possível identificar que as ações permanentes direta ou indireta e as ações variáveis são cargas verticais e nas horizontais se enquadram as ações excepcionais e as ações variáveis especiais.

De acordo com Pinheiro, Muzardo, Santos (2003) o percurso das ações verticais tem início nas lajes, que por sua vez, suportam seus pesos próprios, as ações permanentes e as ações variáveis de uso e, também o peso de paredes que se apoiam diretamente sobre elas. Essas ações são transmitidas para as vigas, através das reações de apoio.

As vigas suportam as reações provenientes das lajes, seus pesos próprios, peso de paredes que se apoiam sobre elas e eventualmente reações de apoio de outras vigas. “Em geral as vigas trabalham à flexão e ao cisalhamento e transmitem as ações para os elementos verticais – pilares e paredes estruturais – através das respectivas reações” (PINHEIRO, MUZARDO, SANTOS; 2003).

As reações das vigas são repassadas aos pilares nos quais se apoiam, e juntamente com o peso próprio desses elementos verticais, são transferidas para os andares inferiores até os elementos de fundação, que por sua vez as transfere para o solo.

Figura 07: Caminho das ações na estrutura.



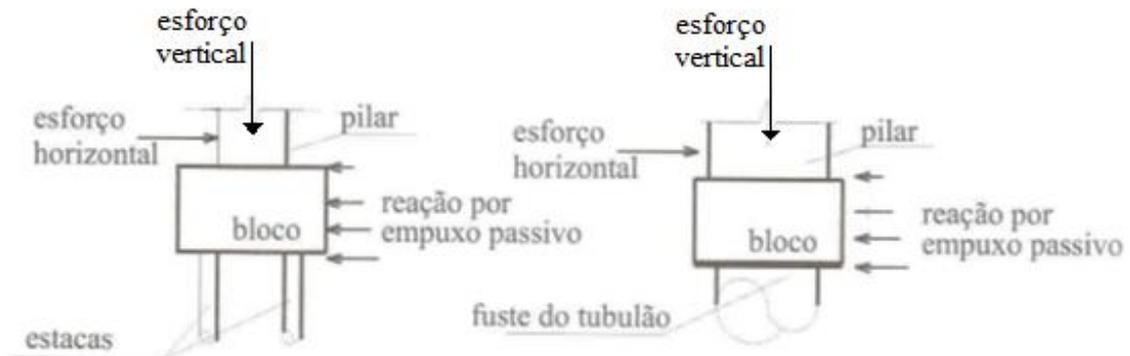
Fonte: (ALVA, 2007)

2.5.1 Ações nos elementos de fundações

Carvalho e Pinheiro (2009) explicam que assim como as outras estruturas, as fundações estão submetidas a esforços verticais, horizontais e momentos. Contudo, em obras de edifícios convencionais, despreza-se os esforços horizontais e momentos atuantes considerando apenas o carregamento vertical existente, que é a principal ação na fundação.

“Na horizontal o esforço pode ser absorvido pelo solo existente no entorno do bloco em virtude do empuxo passivo que reage de modo oposto a reação do bloco” (Carvalho e Pinheiro, 2009).

Figura 08: Ações nos blocos sobre estacas e tubulão



Fonte: (CARVALHO; PINHEIRO, 2009)

2.6 Dados geotécnicos

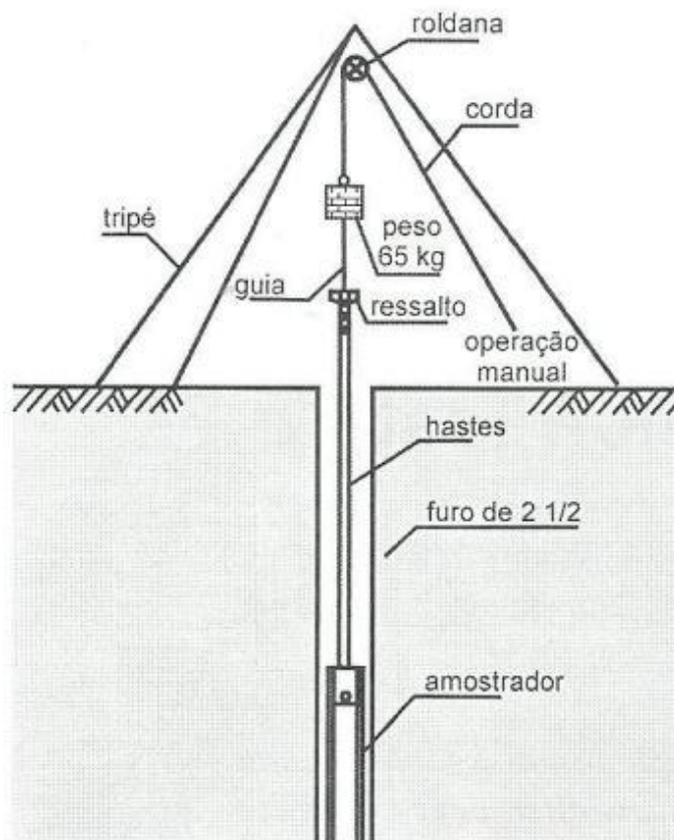
Segundo a NBR 6122/2010 para todo projeto de fundação deve-se, primeiramente, realizar uma investigação geotécnica, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT), visando obter a estratigrafia e classificação dos solos existentes no terreno, bem como, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência a penetração N_{SPT} , para analisar qual será o tipo de fundação mais adequada para a obra.

2.6.1 Ensaio spt

Segundo Schnaid (2000, p.09) “no ensaio SPT a perfuração é realizada por tradagem e circulação de água, utilizando um trepano de lavagem de ferramentas de escavação.”

Conforme a figura 9 a seguir, pode-se identificar como é realizada uma sondagem a percussão, demonstrando a colocação do tripé, o local de posição do martelo e haste.

Figura 9: Ilustração do ensaio SPT.



Fonte: (SCHNAID, 2000)

De acordo com a NBR8036/1983 a sondagem deve cumprir a um número mínimo de furos de acordo com o tamanho da área de projeção em planta do edifício. Para área de até 200m² deve-se fazer, no mínimo, dois, em áreas de 200m² a 400m², no mínimo três. Em áreas de 400m² a 1200m² realiza-se uma sondagem para cada 200m², de 1200m² até 2400m² deve-se realizar uma sondagem para cada 400m² que excedam 1200m².

Conforme a ABNT NBR 6484/01, o amostrador deve penetrar 45 cm no solo, dividido igualmente em três trechos de 15 cm. A base é marcada com um giz e, o martelo de 650N é solto em queda livre sobre a haste em uma altura de 75 cm e, então, são anotados a quantidade de golpes necessários para que o amostrador atinja 15 cm de penetração. No diagnóstico final da sondagem há uma planta do local da obra com os respectivos pontos onde foram executadas as sondagens o perfil individual de cada, indicando a resistência, espessura e o tipo do material de cada solo a cada metro perfurado, além da posição do nível da água se atingido. De acordo com o N_{SPT} encontrado nas sondagens, é possível determinar a classificação dos solos conforme tabela disponibilizada na NBR 6484/01.

Quadro 6 - Classificação dos solos.

Solo	Índice de Resistência à Penetração - N_{spt}	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta(o)
	>40	Muito compacta (o)
Argilas E Siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija(o)
	>19	Dura (o)

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

Fonte: (ABNT NBR 6484:2001).

2.7 Parâmetros de resistência do solo

2.7.1 Coesão

A ABNT NBR 6502:1995 define coesão como a resistência aos esforços de cisalhamento que depende fundamentalmente da natureza e composição da rocha, isto é, independe das tensões aplicadas.

Na falta da realização de ensaios laboratoriais Teixeira e Godoy (1996) sugere uma correlação com o índice de resistência à penetração (N) do SPT, dada pela expressão:

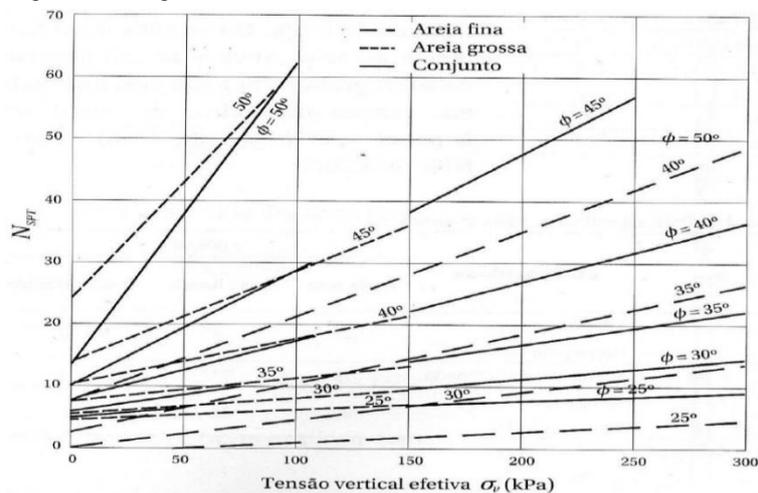
$$c = 10.NSPT$$

2.7.2 Ângulo de atrito

ABNT NBR 6502/95 cita que o ângulo de atrito é o ângulo que corresponde o eixo das tensões normais pela tangente à curva envoltória, representando a resistência entre o cisalhamento e a tensão normal.

Conforme figura 10, (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014 apud MELLO, 1971), podemos adotar os prováveis valores do ângulo de atrito, onde σ_v é a tensão vertical efetiva à cota de obtenção de N_{spt} e também ao ângulo de atrito da areia, que mostra correlação estatística entre os pares de valores (σ_v ; N_{spt}).

Figura 10: Ângulo de atrito interno.



Fonte: (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014)

Na condição não drenada, temos para sua estimativa duas correlações empíricas como índice de resistência à penetração do SPT: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014).

De Godoy (1983): $\phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt}$

De Teixeira (1996): $\phi = \sqrt{20 N_{spt}} + 15^\circ$

2.7.3 Peso específico

Pode-se adotar o peso específico efetivo do solo quando não houver ensaios de laboratório, a partir dos valores aproximados dos quadros 7 e 8 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014 apud GODOY, 1972) em função da compacidade da areia e da consistência da argila.

Conforme a NBR 7250/82 os estados de consistência de solos finos e de compactidade de solos grossos são dados em função do índice de resistência à penetração (N) do SPT.

Quadro 7: Peso específico de Solos argilosos (Godoy)

Nspt	Consistência	Peso específico (kNm²)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11- 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014).

Quadro 8: Peso específico de solo arenoso (Godoy, 1972)

Nspt	Consistência	Peso específico (kN/m²)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 2	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouca Compacta			
9 – 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: (CINTRA, AOKI E ALBIERO, 2014)

2.8 Dimensionamento

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o dimensionamento, ou cálculo de uma estrutura consiste em garantir que ela se mantenha estável e sem deformações excessivas, quando submetida às ações durante sua vida útil.

2.8.1 Método dos estados limites

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota como modelo de verificação da segurança estrutural o Método dos Estados Limites. De maneira geral, o comportamento de uma estrutura sob ação

das cargas funcionais e ambientais é considerado adequado, quando atende aos seguintes estados:

- a) Estado limite último: relacionado ao colapso da estrutura, ou seja, que cause paralização de uso em parte ou toda edificação;

De acordo com a NBR 6122 (2010), a perda de estabilidade global, ruptura por esgotamento da capacidade de carga do terreno, ruptura estrutural por compressão, flexão flambagem ou cisalhamento, são mecanismos que caracterizam este estado.

b) Estado limite de serviço: relacionado à estética da edificação e conforto dos usuários, fazendo-se necessário a verificação de formação e aberturas de fissuras, além de deslocamentos e vibrações excessivas. No caso das fundações a NBR 6122:2010 aponta que os limites de serviços a serem considerados são os recalques excessivos e levantamentos excessivos decorrentes da expansão do solo, por exemplo. Para a determinação da carga admissível o fator de segurança que deve ser empregado é de no mínimo 3,0.

Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010) as cargas ou tensões resistidas pelos elementos de fundação devem obedecer simultaneamente ao ELU e ELS. O dimensionamento no estado limite último admite que a estrutura se manterá segura desde que “as solicitações de cálculo forem, no máximo, iguais aos valores que podem ser suportados pela mesma.” (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2014) Essa condição é dada pela expressão:

$$R_d \geq S_d$$

Resumidamente, o método consiste em adotar os valores característicos para resistência e para as ações e transformá-los em valores de cálculos, ou seja, minorando as resistências e majorando as ações através de coeficientes de ponderação. Os valores de cálculo das resistências são obtidos por meio das expressões:

$$F_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

$$S_d = \gamma_f \cdot F_k$$

Onde:

S_d : solicitação de cálculo;

f_d : resistência de cálculo;

f_k : valores característicos de resistência e ações;

γ_m e γ_f : coeficientes de ponderação;

F_k : ação característica.

2.8.1.1 Coeficientes de ponderação das resistências

Os valores para verificação no Estado Limite Último (ELU) estão indicados no quadro 9.

Quadro 9: Valores dos coeficientes γ_c e γ_s .

Combinações	Concreto(γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de Construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

2.8.1.2 Coeficientes de ponderação das ações

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação γ_f , obtido pelo produto de três outros:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Em que:

γ_{f1} : considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} : considera a simultaneidade de atuação das ações ($\gamma_{f2} = \Psi_0, \Psi_1$ ou Ψ_2);

γ_{f3} : considera os possíveis desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto em relação às solicitações.

Para a verificação dos estados de limite último, os quadros 10 e 11 (reproduzidas da ABNT NBR 6118:2014, tabelas 11.1 e 11.2) apontem os valores para os coeficientes citados acima.

Quadro 10: Principais coeficientes de combinação de ações normais de edifícios residenciais (ações agrupadas).

Combinação	Tipo de Ação	Desfavorável	Favorável
ELU - Normal	Permanente	$\gamma f_g = 1,4$	$\gamma f_g = 0,9^*$
	Variável	$\gamma f_q = 1,4$	$\gamma f_q = 0$
	Variável – Carga acidental simultânea	$\Psi_0 = 0,5$	
	Variável – ação de vento simultânea	$\Psi_0 = 0,6$	
ELS – Quase Permanente	Variável – Carga acidental	$\Psi_0 = 0,4$	
	Variável – ação de vento	$\Psi_0 = 0,3$	
ELS – Frequente	Variável – carga acidental	$\Psi_0 = 0,3$	
	Variável – Ação de vento	$\Psi_0 = 0$	

Fonte: (ABNT NBR 8681:2003) adaptado.

Quadro 11: Valores do coeficiente γf_2 .

Ações		γf_2		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentas de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (edifícios residenciais)	0,5	0,4	0,3
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação á medida anual local.	0,6	0,5	0,3

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014), adaptado.

2.8.1.3 Combinação das ações no estado limite último

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) as combinações últimas são classificadas como normais, especiais ou de construção e excepcionais e, em todas elas deverá conter as ações permanentes. As combinações normais são dadas pela expressão:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$$

As combinações especiais ou de construção se difere das normais somente no ψ_0 que pode ser substituído por ψ_2 quando a atuação da ação principal F_{q1k} tiver duração muito curta.

Já a combinação excepcional é expressa por:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$$

Em que:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} : representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$: representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} : representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

F_{q1exc} : ação excepcional;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon}$: expressos no quadro 10;

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$: expressos no quadro 11.

2.8.1.4 Combinação das ações no estado limite de serviço

As combinações de serviço se classificam de acordo com seu tempo de permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras (ABNT NBR 8681:2003). Na combinação quase permanente, admite-se ações atuantes ao longo da vida da estrutura e, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes. É expressa por:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + (\sum \Psi_{2j} \cdot F_{qik})$$

Em que:

$F_{d,ser}$: é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

Ψ_2 : é o fator de redução de combinação quase permanente para o estado limite de serviço.

Nas combinações frequentes admite-se ações que se repetem muitas vezes durante a vida da estrutura, nessa combinação a ação variável principal F_{q1k} é tomada com seu valor frequente e todas as demais são tomadas com seus valores quase permanentes, sendo:

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + (\Sigma \Psi_2j \cdot F_{qik})$$

Em que:

$F_{q1,k}$: é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

Ψ_1 : é o fator de redução de combinação frequente para o estado limite de serviço.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) quando a verificação é feita considerando as ações do vento como variável principal, deve-se majorar em 10% os valores da tensão resistente de projeto de tubulões e cargas de estacas.

Nas combinações raras, como o próprio nome já diz, são ações que ocorrem poucas vezes durante a vida da estrutura. Nessas combinações, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico $F_{q1,k}$, e as demais com seus valores frequentes. A expressão é dada por:

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + (\Sigma \Psi_{ij} \cdot F_{qik})$$

2.8.2 Formulário para dimensionamento do bloco de coroamento

No Brasil, os métodos mais usuais para o dimensionamento dos blocos sobre estacas são o Método das Bielas e o método CEB-FIP (1970).

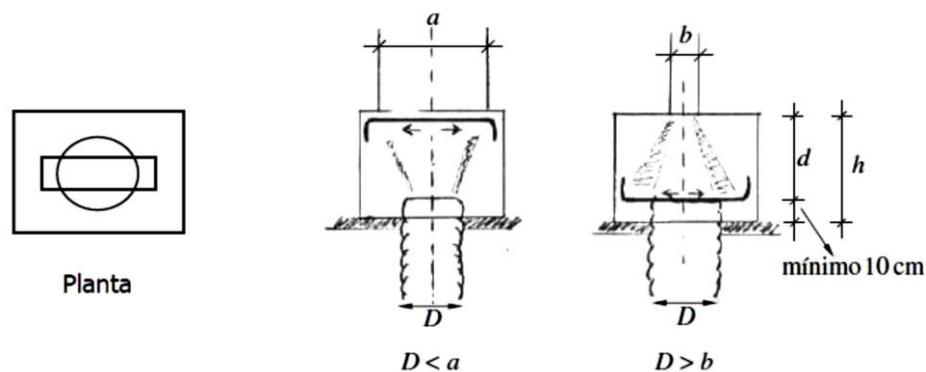
De acordo com o Munhoz (2004), método das bielas foi desenvolvido a partir da análise de resultados de ensaios realizados por Blévoit. Este método considera uma treliça composta por barras tracionadas e comprimidas no interior do bloco, onde os esforços de tração que atuam nas barras horizontais da treliça são resistidos pela armadura e as de compressão nas bielas são

resistidas pelo concreto. O método consiste no cálculo da força de tração e na verificação da tensão de compressão nas bielas.

2.8.2.1 Bloco sobre 1 elemento de fundação

Para o dimensionamento de blocos sobre uma estaca ou tubulão, primeiramente identificam-se as ocorrências de tração no bloco, para então poder designar a armadura correta.

Figura 11: Verificação das armaduras no bloco



Fonte: (RODRIGUES P., 2010)

Rodrigues P. (2010) recomenda que para a verificação de largura e comprimento, seja feito o prolongamento de 10 à 15 cm em torno do conjunto estaca-pilar em todas as direções, sendo ℓ_x maior dimensão do pilar.

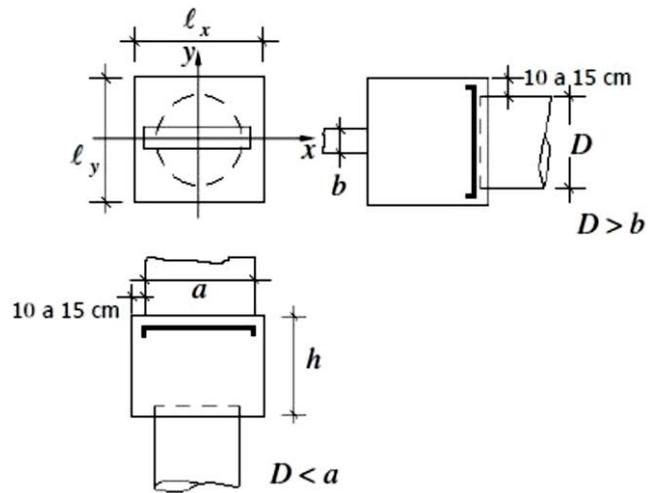
$$D < a \Rightarrow \ell_x \geq a + 2 \times 15\text{cm}$$

$$D > b \Rightarrow \ell_y \geq D + 2 \times 15\text{cm}$$

Onde:

- a: maior dimensão do pilar (cm);
- b: menor dimensão do pilar (cm);
- D: diâmetro da estaca ou fuste (cm).

Figura 12 - Largura e comprimento do Bloco de Coroamento



Fonte: (RODRIGUES P., 2010)

Quanto à altura do bloco, Rodrigues P. (2010) cita que deve ser suficiente para que possa receber a ancoragem proveniente do pilar e das estacas/tubulão, devendo assim ser adotada o maior valor das 3 equações comparadas:

$$\text{Altura } (d) > \begin{cases} D < a \Rightarrow d \geq 0,75 \times (\ell_x - D) \\ D > b \Rightarrow d \geq 0,75 \times (\ell_y - D) \\ \text{Ancoragem} \Rightarrow d \geq \ell_b \end{cases}$$

Onde:

a : maior dimensão do pilar;

b : menor dimensão do pilar;

d : altura do bloco; D = diâmetro da estaca/tubulão;

ℓ_x : dimensão do bloco em x ;

ℓ_y : dimensão do bloco em y ;

ℓ_b : comprimento de ancoragem dado por:

$$\ell_b = 44 \times \emptyset$$

Sendo:

\emptyset : diâmetro da Barra da ferragem utilizada no pilar.

Com a altura d encontrada, acrescenta-se 10 cm referente à ancoragem da estaca/tubulão no bloco, sendo h a altura total do bloco.

$$h \geq d + 10cm$$

De acordo com Bastos (2017) a armadura na forma de estribos horizontais é calculada dividindo-se o esforço de tração (T_d), majorados (γ_f), que são dimensionados de modo semelhante ao Método das Bielas, pela resistência de cálculo do aço à tração (f_{yd}).

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Onde:

$$T_d = 0,25 \times [\gamma_f \times (N + P_{pb})]$$

Sendo:

N : Carga do pilar (kN);

P_{pb} : Peso próprio do bloco:

$$P_{pb} = l \times c \times h \times \gamma_{conc}$$

Onde:

l : Largura (cm);

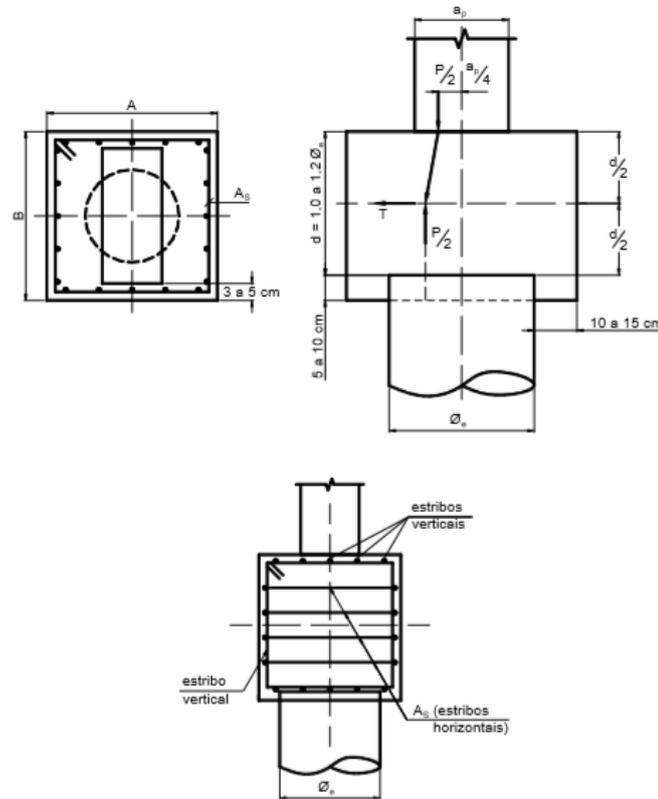
c : Comprimento (cm);

h : Altura (cm);

$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow$ peso específico do concreto armado segundo NBR 6118/2014.

Como o bloco é considerado um elemento comprimido, Rodrigues (2010) recomenda a utilização de uma armadura vertical e afirma que, geralmente, por simplicidade, adotam-se para os estribos verticais, nas duas direções do bloco, áreas iguais à armadura principal A_s (estribos horizontais).

Figura 13: Bloco sobre uma estaca: esquema de forças e detalhes das armaduras



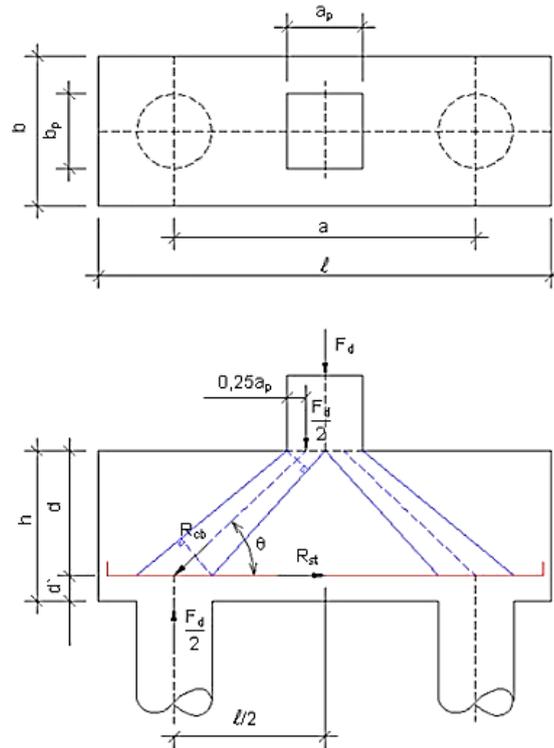
Fonte: (BASTOS, 2017)

2.8.2.2 Bloco de coroamento sobre dois elementos de fundação

Segundo Oliveira (2009), o roteiro para dimensionamento que geralmente é usado pelos projetistas de concreto armado é um adaptado do Método de Blévoit, apresentado a seguir.

O cálculo do bloco sobre duas estacas ou tubulões, se resume na determinação da área necessária do tirante e a verificação da tensão de compressão das bielas. A barra tracionada é submetida à força R_{st} e as diagonais comprimidas submetidas à força R_{cb} .

Figura 14: Modelo de cálculo para bloco sobre duas estacas.



Fonte: (OLIVEIRA, 2009).

As equações para o dimensionamento são:

$$\ell \geq a + D + 2 \times 15 \text{ cm}$$

$$b \geq D + 2 \times 15 \text{ cm}$$

Em que:

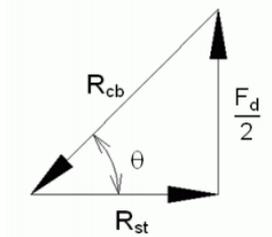
D: diâmetro da estaca ou tubulão.

Devem ser dimensionados de forma a permitir a transmissão da carga diretamente entre a base do pilar até o topo da estaca ou tubulão, através das bielas comprimidas. Blévet afirma que (MUNHOZ, 2004 apud BLÉVOT 1967) assegura que utilizando o intervalo entre 45 e 55 graus para o ângulo de inclinação das bielas, os blocos terão comportamento adequado. Portanto, recomenda-se limitar o ângulo de inclinação das bielas: $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. Calculando-se a altura útil será:

$$d_{\min} = 0,5 \cdot \left(a - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq d_{\max} = 0,714 \cdot \left(a - \frac{a_p}{2} \right)$$

Rodrigues P. (2010), demonstra o triângulo das forças pelo qual se determina a inclinação das bielas bem como, a força de tração na armadura principal R_{st} .

Figura 15: Triângulo das forças.



Fonte: (OLIVEIRA, 2009)

Onde:

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}} \rightarrow \theta = \arctg\left(\frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}}\right)$$

$$tg\theta = \frac{\frac{F_d}{2}}{R_{st}}$$

Igualando-se as expressões, determina-se a força de tração no tirante:

$$R_{st} = \frac{F_d \cdot (2\ell - a_p)}{8d}$$

Sendo:

F_d : Carga do pilar (kN);

Segundo Blévit (MUNHOZ, 2004 apud BLÉVOT 1967) deve-se majorar em 15% o valor da força calculada, pois concluiu que essa expressão determinada pelo polígono de forças não era a favor da segurança.

A força de compressão na biela, a partir do polígono de forças, será:

$$\text{sen}\theta = \frac{\frac{F_d}{2}}{R_{cb}} \therefore R_{cb} = \frac{F_d}{2 \cdot \text{sen}\theta}$$

Segundo Oliveira (2009) as bielas apresentam seções variáveis ao longo da altura do bloco, com isso, é preciso verificar a tensão máxima que está submetida, verificando as seções junto à base do pilar e junto à cabeça da estaca, além de ser inferiores a um valor limite.

Junto ao Pilar:

$$\sigma_{cbp} = \frac{F_d}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta}$$

Junto à estaca:

$$\sigma_{cbe} = \frac{F_d}{2 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2 \theta}$$

Fusco (1994) sugere para avaliação da segurança nas estruturas, no estado de limite último de ruptura do concreto, que no plano de seção transversal possa atuar uma tensão de compressão de cálculo de $0,85 f_{cd}$, onde o valor de 0,85 deriva de um coeficiente de modificação que leva em consideração três fatores, como a resistência do concreto após 28 dias de idade, resistência medida em corpos de prova cilíndricos, da ação de longa duração e, ainda, a forma do bloco.

$$\sigma_{cb,lim} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

Onde:

α : coeficiente de ajuste entre resultados numéricos e experimentais.

Machado (1985) considera o coeficiente α igual a 1,4 para blocos sobre duas estacas.

De acordo com Rodrigues P. (2011), após várias experiências, alguns autores, recomendam que o valor de R_{st} deve ser majorado em 15%, considerando o escoamento do aço no estado limite último, ficando definida a expressão:

$$A_s = \frac{1,15 \cdot R_{st}}{f_{yd}}$$

A fim de ter melhor desempenho quanto a fissuração e agir contra possíveis torções que podem ser geradas devido a excentricidades acidentais nos elementos do conjunto (pilar-estaca), são projetadas armaduras construtivas superior e de pele. Rodrigues P. (2011), apresenta o formulário para os cálculos.

Armadura superior:

$$A_{s_{sup}} = 0,2xAs$$

Armadura de pele e estribos verticais em cada face lateral:

$$\left(\frac{Asp}{s}\right)_{min,face} = \left(\frac{Asw}{s}\right)_{min,face} = 0,075xB \text{ (cm}^2/m\text{)}$$

Onde B é igual a largura do bloco em cm, podendo ser tomado como:

$$B \geq \emptyset_{est} + 2x15cm$$

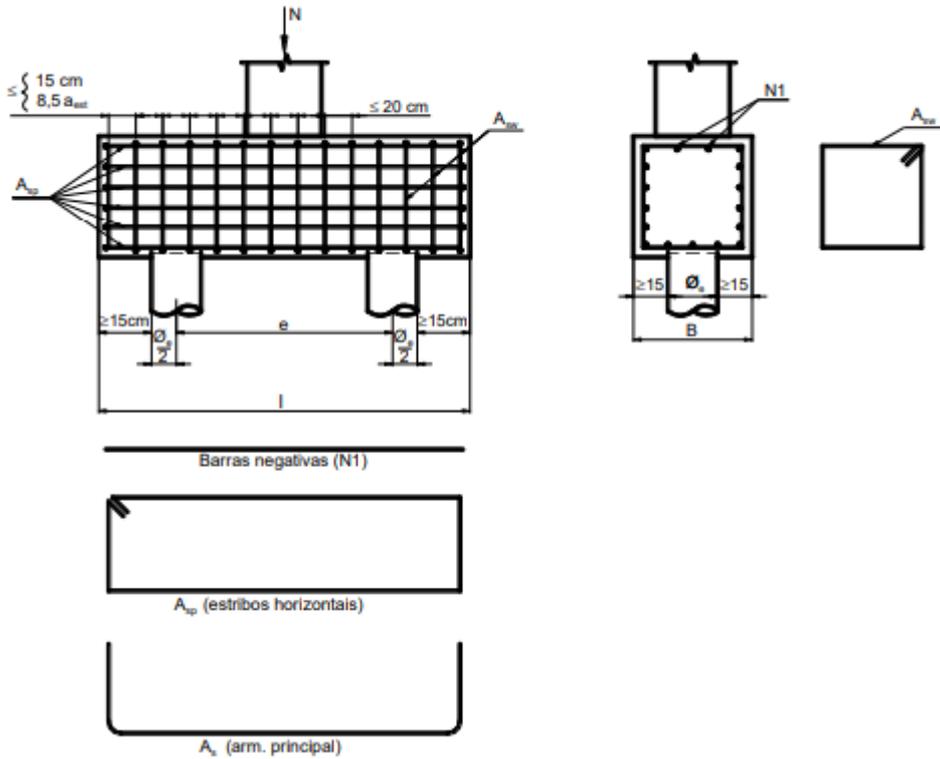
Espaçamento da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases}$$

Espaçamento máximo da armadura vertical:

$$s \leq \begin{cases} 15cm \\ 0,5x\frac{\sqrt{\pi}}{2}\emptyset_e \end{cases}$$

Figura 16: Esquema do detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas

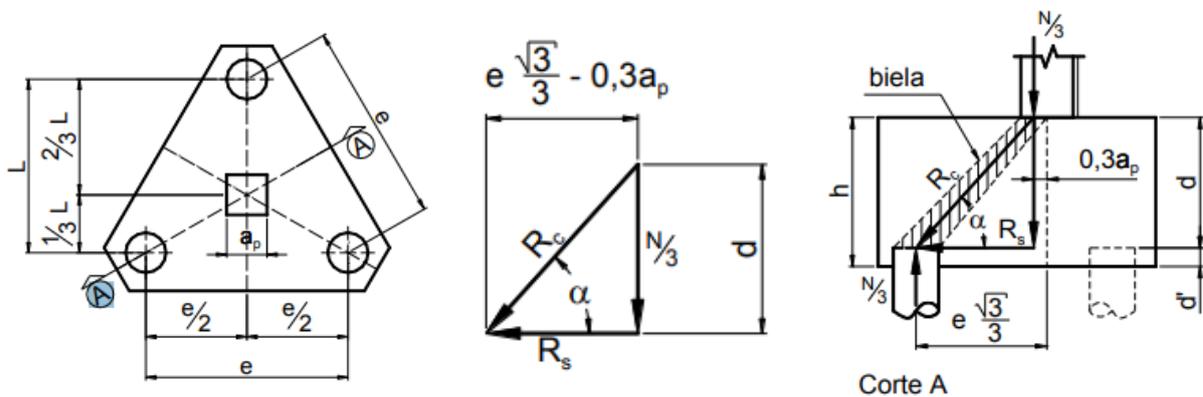


Fonte: (BASTOS, 2017)

2.8.2.3 Bloco de coroamento sobre três elementos de fundação

De acordo com Rodrigues P. (2011) o pilar é suposto de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco (Figura 17). O esquema de forças é analisado segundo uma das medianas do triângulo formado.

Figura 17: Bloco sobre três estacas.



Fonte: (BASTOS, 2017)

Do polígono de forças mostrado na Figura 17:

$$tg\alpha = \frac{\frac{N}{3}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3a_p}$$

$$R_s = \frac{N}{9} \left(\frac{e\sqrt{3} - 0,9a_p}{d} \right) \quad ; \quad R_e = \frac{N}{3 \operatorname{sen} \alpha}$$

Na direção das medianas do triângulo formado tomando os centros das estacas como vértices.

Para pilares retangulares (a_p , b_p) pode-se adotar o pilar de seção quadrada equivalente.

$$A_{p_{eq}} = \sqrt{a_p \cdot b_p}$$

Para a altura útil, Rodrigues P. (2011), aponta que Blévoit indicou ângulos α entre:

$$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \quad \rightarrow \quad 0,485(e - 0,52a_p) \leq d \leq 0,825(e - 0,52a_p)$$

Com α assumindo valores de 45° e 55° resulta:

$$0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$$

Portanto,

$$d_{\min} = 0,58 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = 0,825 \left(e - \frac{a_p}{2} \right)$$

A altura é dada por:

$$h = d + d'$$

Sendo,

$$d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \quad , \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

A seção ou área das bielas varia ao longo da altura do bloco e, por isso, são verificadas as seções junto ao pilar e junto às estacas. Fazendo de forma análoga ao indicado para o bloco sobre duas estacas, e conforme a Figura X, porém, considerando $A_p/3$ ao invés de $A_p/2$, tem-se:

- área da biela na posição relativa à base do pilar: $A_b = \frac{A_p}{3} \operatorname{sen} \alpha$

- área da biela na posição relativa ao topo da estaca: $A_b = A_e \operatorname{sen} \alpha$

Onde:

A_b = área da biela;

A_p = área do pilar;

A_e = área da estaca.

Considerando a equação básica de tensão ($\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{A_b}$), a tensão de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, é:

- No pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{3 \operatorname{sen} \alpha \frac{A_p}{3} \operatorname{sen} \alpha} = \frac{N_d}{A_p \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

- Na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{3 \operatorname{sen} \alpha A_e \operatorname{sen} \alpha} = \frac{N_d}{3 A_e \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

A tensão última, ou máxima, pode ser adotada com o seguinte valor empírico (experimental), adotado por Blévoit:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 K_R f_{ed}$$

Em que:

$$0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

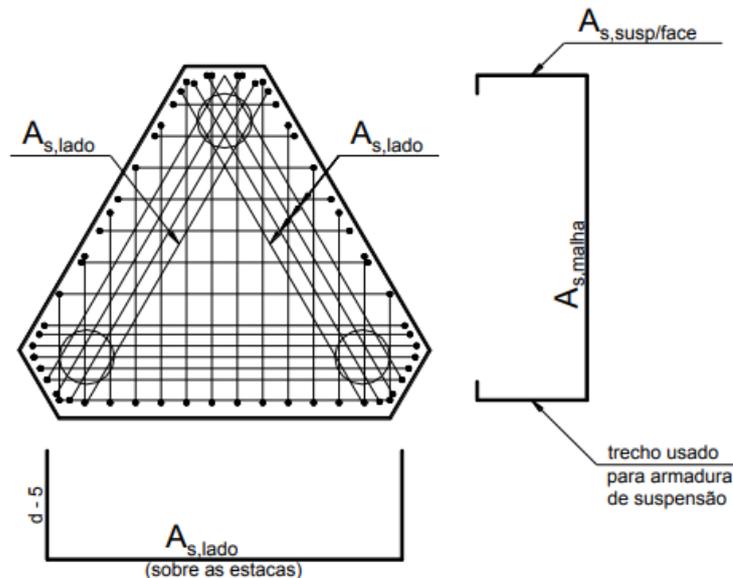
A condição de segurança será atendida se:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil}$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

Quanto à armadura principal, existem diferentes modos de posicionamento e detalhamento nos blocos sobre três estacas. As Armaduras Paralelas aos Lados (sobre as estacas) e Malha Ortogonal é a configuração mais usada no Brasil. Apresenta a menor fissuração e a maior economia (Figura 18).

Figura 18 – Bloco sobre três estacas com armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal.

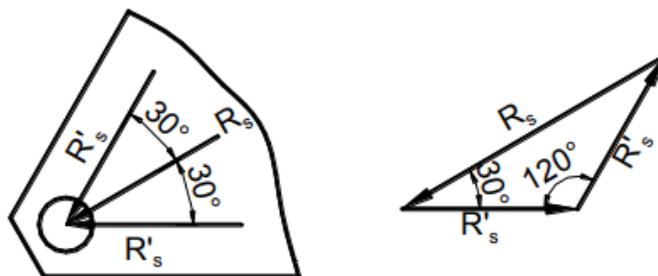


Fonte: (BASTOS, 2017)

A força R_s atua na direção das medianas do triângulo, cujos vértices são os centros das três estacas, e deve ter sua componente R'_s determinada segundo os eixos das estacas. Considerando o esquema de forças mostrado na Figura 19, pela lei dos senos tem-se:

$$\frac{R_s}{\text{sen } 120^\circ} = \frac{R'_s}{\text{sen } 30^\circ} \rightarrow R'_s = R_s \frac{\sqrt{3}}{3}$$

Figura 19 – Decomposição da força de tração R_s na direção dos eixos das estacas.



Fonte: (BASTOS, 2017)

A armadura para resistir à força R'_s , que é paralela aos lados do bloco, é:

$$A_{s, \text{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s, \text{lado}} = \frac{\sqrt{3} N_d}{27d f_{yd}} (e\sqrt{3} - 0,9a_p)$$

A NBR 6118 (22.7.4.1.2) especifica que “Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais.” A armadura em malha, de barras finas em duas direções, pode ser:

$$A_{s, \text{malha}} = \frac{1}{5} A_{s, \text{lado}} \geq A_{s, \text{susp/face}} \quad (\text{em cada direção})$$

Onde $A_{s, \text{susp/face}}$ é a armadura de suspensão por face, tendo a função de evitar o surgimento de fissuras nas regiões entre as estacas (Figura 18), que podem ocorrer pelo fato de formarem-se bielas de concreto comprimido que transferem partes da carga do pilar para as regiões inferiores do bloco, entre as estacas, e que se apoiam nas armaduras paralelas aos lados. Disso surgem tensões de tração que devem ser resistidas pela armadura de suspensão, a qual suspende as forças de tração para a região superior do bloco, e que daí caminham para as estacas.

A NBR 6118 (22.7.4.1.3) especifica que “Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.” De modo geral, independentemente da quantidade de armadura de distribuição e da distância entre as estacas, costuma-se prescrever uma armadura de suspensão, com valor de:

$$A_{s, \text{susp, tot}} = \frac{N_d}{1,5n_e f_{yd}} \quad ; n_e = \text{número de estacas}$$

Para bloco sobre três estacas:

$$A_{s, \text{ susp, tot}} = \frac{N_d}{4,5 f_{yd}}$$

Portanto, a armadura de suspensão por face do bloco é:

$$A_{s, \text{ susp, tot}} = \frac{A_{s, \text{ susp, tot}}}{3}$$

A armadura superior, em cada direção da malha, pode ser tomada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s, \text{ sup}} = 0,2 A_s$$

Em cada face vertical lateral do bloco deve ser colocada armadura de pele, na forma de estribos ou simplesmente barras horizontais, com a finalidade de reduzir a abertura de possíveis fissuras nessas faces, sendo:

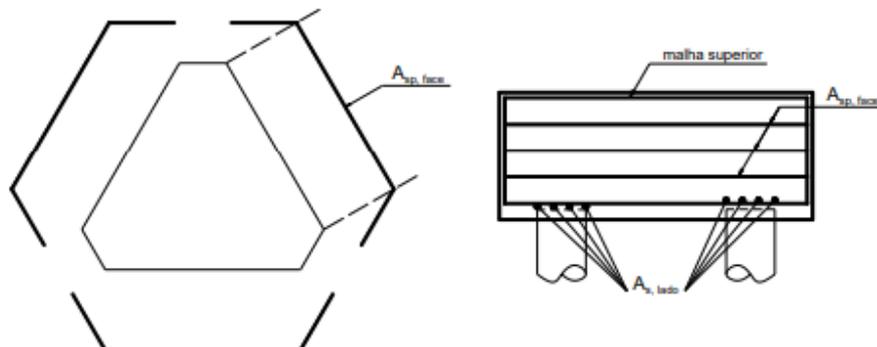
$$A_{\text{sp, face}} = \frac{1}{8} A_{s, \text{ total}}$$

Com $A_{s, \text{ total}} = 3A_{s, \text{ med}} =$ armadura principal total.

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20\text{cm} \end{cases} \quad s \geq 8\text{cm}$$

Na figura 20 pode-se observar a disposição dessas armaduras no bloco.

Figura 20: Disposição das armaduras.

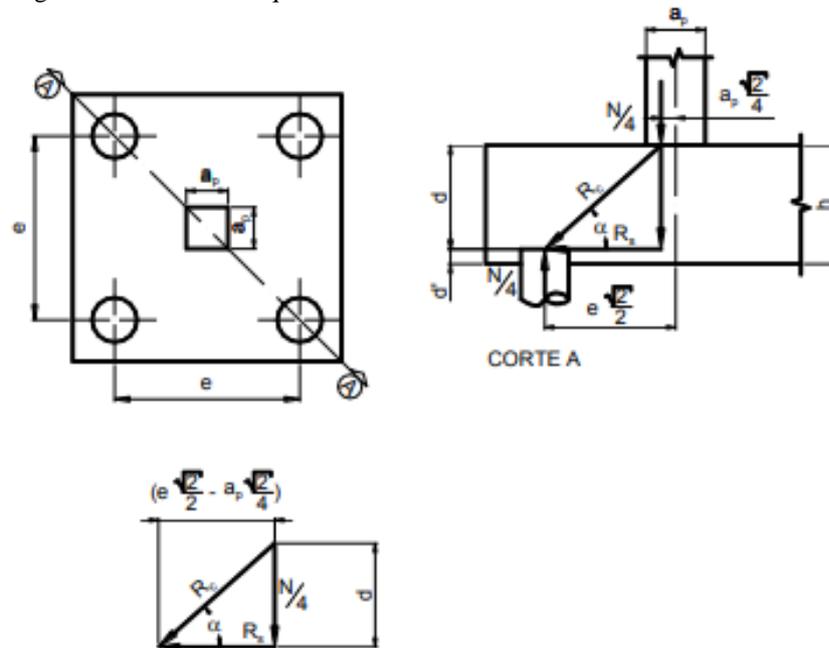


Fonte: (BASTOS, 2017)

2.8.2.4 Bloco de coroamento sobre quatro elementos de fundação

Considera-se um pilar de seção quadrada, com centro coincidente com o centro geométrico do bloco e das estacas, conforme figura 21.

Figura 21: Bloco sobre quatro estacas



Fonte: (BASTOS, 2017)

Da Figura 21, o ângulo de inclinação das bielas é:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{4}}{R_s} = \frac{d}{e \frac{\sqrt{2}}{2} - a_p \frac{\sqrt{2}}{4}}$$

Do diagrama de forças tem-se a força de tração na direção das diagonais:

$$R_s = \frac{N\sqrt{2}}{16} \frac{(2e - a_p)}{d} \quad ; \quad R_c = \frac{N}{4 \operatorname{sen} \alpha}$$

Para pilar retangular deve-se substituir A_p por $A_{p,eq}$:

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p \cdot b_p}$$

Altura Útil:

Deve-se ter: $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, e:

$$d_{min} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad ; \quad d_{máx} = e - \frac{a_p}{2}$$

$$h = d + d \quad ; \quad d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{a_{est}}{5} \end{cases} \quad ; \quad a_{est} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e$$

A verificação das bielas é feita de forma análoga ao indicado para o bloco sobre duas estacas, porém, considerando $A_p/4$ ao invés de $A_p/2$, tem-se:

- área da biela na posição relativa à base do pilar: $A_b = \frac{A_p}{4} \text{sen } \alpha$
- área da biela na posição relativa ao topo da estaca: $A_b = A_e \text{sen } \alpha$

Considerando a equação básica de tensão ($\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{A_b}$), a tensão de compressão na biela, relativa ao pilar e à estaca, é:

- No pilar:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{4 \text{sen } \alpha \frac{A_p}{4} \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha}$$

- Na estaca:

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4 \text{sen } \alpha A_e \text{sen } \alpha} = \frac{N_d}{4 A_e \text{sen}^2 \alpha}$$

Tensão limite indicada por Blévoit:

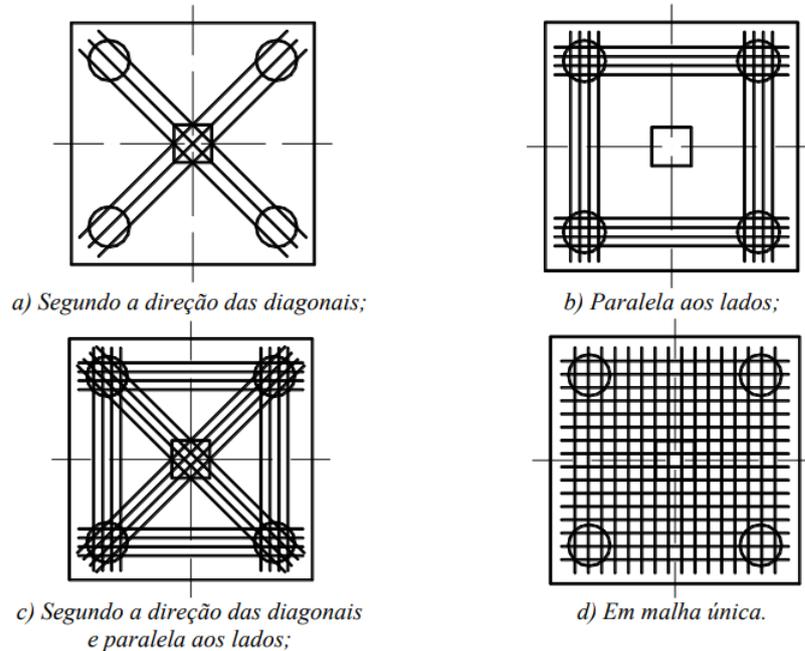
$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1 K_R f_{cd} \quad \text{com } 0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

Condição de segurança:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil} \quad ; \quad \sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,b,lim,est}$$

Há quatro tipos diferentes de detalhamento da armadura principal, conforme a figura 22.

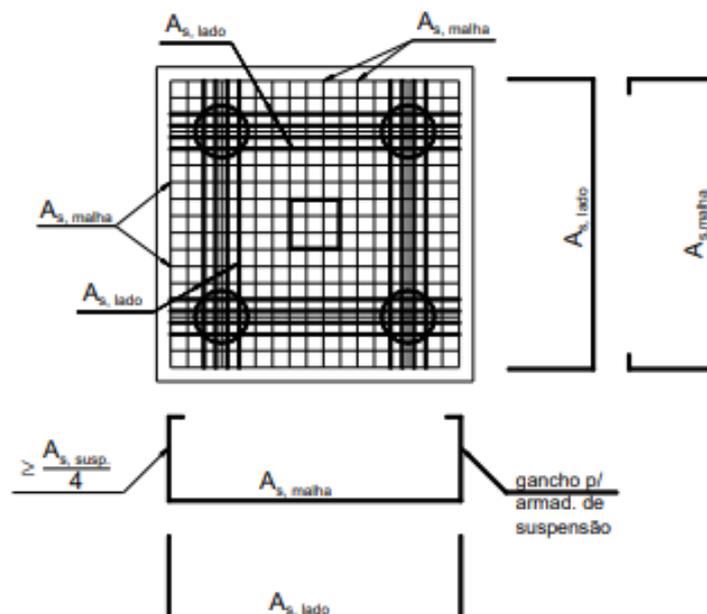
Figura 22: Possíveis detalhes da armadura principal no bloco sobre quatro estacas



Fonte: (BASTOS, 2017)

Rodrigues P. (2011), destaca que o detalhamento mais usual na prática é o “b” da figura 22, sendo um dos mais eficientes, com a adição de armadura em malha.

Figura 23: Disposição da armadura mais usual no Brasil para o bloco sobre quatro estacas: armadura paralela aos lados e em malha.



Fonte: (BASTOS, 2017)

A força de tração paralela aos lados é $R's$, e a armadura paralela a cada lado é:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16d \cdot f_{yd}} (2e - a_p)$$

A armadura de distribuição em malha, em cada direção, pode ser adotada como:

$$A_{s,malha} = 0,25A_{s,lado} \geq \frac{A_{s,susp}}{4}$$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp} = \frac{N_d}{6f_{yd}}$$

Além da armadura de suspensão deve ser colocada uma armadura de pele, em forma de barras horizontais nas faces, com área por face de:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,tot}$$

$A_{s,tot}$ = armadura principal total = $4A_{s,lado}$

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases} \quad ; \quad s \geq 8cm$$

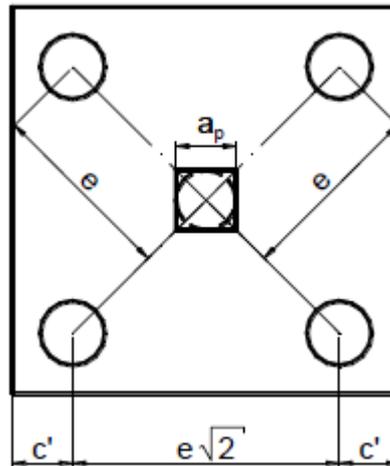
A armadura superior, em cada direção da malha, pode ser tomada como uma parcela da armadura principal:

$$A_{s,sup} = 0,2 A_s$$

2.8.2.5 Bloco de coroamento sobre cinco elementos de fundação

O procedimento para dedução de R_s é semelhante ao bloco sobre quatro estacas, substituindo-se N por $\frac{4}{5}N$.

Figura 24: Bloco sobre cinco estacas com uma estaca no centro.



Fonte: (BASTOS, 2017)

$$R_s = \frac{4}{5} \frac{N\sqrt{2}}{16} \frac{(2e - a_p)}{d}$$

Altura Útil:

Considerando $45 \leq \alpha \leq 55^\circ$

$$d_{\min} = 0,71 \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad ; \quad d_{\max} = e - \frac{a_p}{2}$$

$$H = d + d' \quad ; \quad d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{a_{est}}{5} = \frac{1\sqrt{\pi}}{5} \phi_e \end{cases}$$

De forma análoga ao descrito para os blocos sobre duas, três e quatro estacas, a tensão na biela junto ao pilar e à estaca é:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha}$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{5A_e \text{sen}^2 \alpha}$$

Tensão limite junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = 2,6K_R f_{cd}$$

Tensão limite junto à estaca:

$$\sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1K_R f_{cd}$$

$$0,9 \leq K_R \leq 0,95$$

Condição de Segurança:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,b,lim,pil}$$

Nas expressões para os blocos sobre quatro estacas, N_d deve ser substituído por $\frac{4}{5}N_d$, sendo os detalhamentos análogos. Apresenta-se apenas o caso do detalhamento mais usual, o de armadura principal paralela aos lados e em malha.

A armadura paralela a cada lado é:

$$A_{s,lado} = \frac{4}{5} \frac{N_d}{16d \cdot f_{yd}} (2e - a_p) = \frac{N_d}{20d \cdot f_{yd}} (2e - a_p)$$

Armadura de distribuição em malha, em cada direção:

$$A_{s,malha} = 0,25A_{s,lado} \geq \frac{A_{s,susp}}{4} \quad (4 = \text{número de faces do bloco})$$

Armadura de suspensão total:

$$A_{s,susp} = \frac{N_d}{7,5f_{yd}}$$

O detalhamento é idêntico àquele mostrado para o bloco sobre quatro estacas, para o detalhamento “Armaduras Paralelas aos Lados e em Malha” (ver Figura 23). A armadura superior e de pele também devem ser acrescentadas, conforme item 2.8.2.4.

2.8.3 Métodos semiempíricos para a tensão admissível em tubulão

Segundo a NBR 6118/2010 a carga resistente de projeto e a tensão resistente de projeto, são grandezas fundamentais para elaboração de projeto de fundações profundas por estacas e tubulões, respectivamente. Devem ser determinadas através da carga de ruptura, por ensaios de provas de carga ou através de cálculos por método teórico ou semi-empíricos.

No Brasil, a técnica mais utilizada para dimensionamento de fundações é a de relacionar diretamente as medidas de N_{SPT} com a capacidade de carga das estacas ou tubulões, que podem ser calculadas pelo método de Aoki e Velloso (1975) e, também, Décourt e Quaresma (1978). Vários autores propõem métodos fundamentados em resultados empíricos e ajustados com provas de cargas. (CINTRA e AOKI, 2014). Cintra e Aoki (2014), aponta os mais utilizados:

- Método de Aoki-Velloso (1975);
- Décourt-Quaresma (1978);
- Teixeira (1996).

Utiliza-se a seguinte regra para obter a tensão admissível em fundações diretas, em função do índice de resistência a penetração do SPT:

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{50} + q \text{ (MPa) com } 5 \leq N_{spt} \leq 20$$

Onde:

σ_a : Tensão admissível

Em que N_{spt} é o valor médio no bulbo de tensões, mas a sobrecarga q faz-se significativa para fundações por tubulões.

Para o caso específico de tubulões, há uma regra semelhante, descrita por Alonso (1983):

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{30} \text{ (MPa) com } 6 \leq N_{spt} \leq 18$$

A redução do denominador de 50 para 30 considera o efeito de embutimento da fundação no aumento da tensão admissível.

2.8.3.1 Dimensionamento do tubulão a céu aberto

De acordo com (CINTRA, AOKI e ALBIERO), um tubulão é constituído por um fuste de diâmetro D_f e uma base circular com diâmetro D_b , assente sobre o maciço de solo a uma

profundidade h em relação a superfície. Ao ser aplicada uma força vertical de compressão P no seu topo, gera-se tensões resistentes por atrito lateral ao longo do fuste e tensões normais a base.

No dimensionamento da área da base do tubulão é prática corrente desprezar o peso próprio do mesmo, sendo que este valor é insignificante diante das incertezas dos métodos utilizados para fixar a tensão admissível do solo. Além disso, se despreza também, na capacidade de carga, o atrito lateral resistente entre o fuste e o terreno. Portanto, a carga P que atua no tubulão e a tensão admissível σ_s do solo onde se apoia a base do tubulão, consegue-se calcular o diâmetro da base. Alonso (1983), prescreve o formulário para o desenvolvimento destes e demonstra tabelas que facilitam o seu dimensionamento.

$$D_b = \sqrt{\frac{4xP}{\pi \times \sigma_s}}$$

Onde:

D = Diâmetro da base (cm);

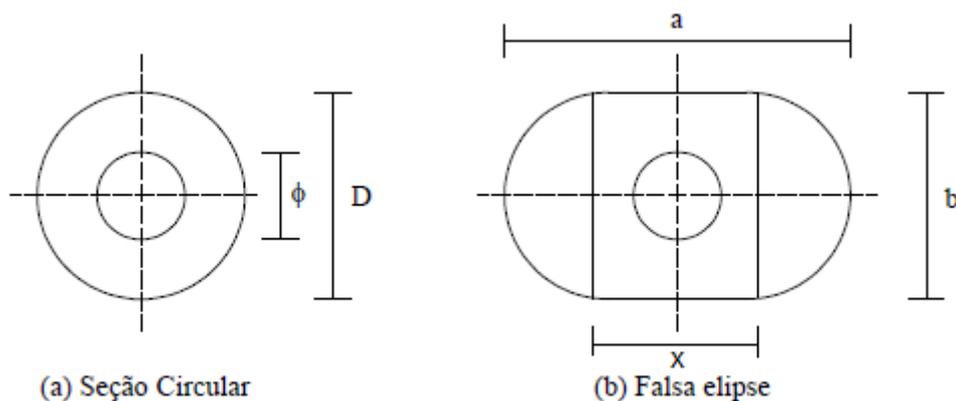
P = Carga proveniente do pilar (kN);

σ_s = Tensão admissível do solo (MPa).

Já para a base em falsa elipse tem-se:

$$\frac{\pi \cdot b^2}{4} + b \cdot x = \frac{N}{\sigma_s} \text{ com } a \leq 2,5 \cdot B$$

Figura 25: Bases para tubulão



Fonte: (ALONSO, 1983).

O diâmetro do fuste é calculado da mesma forma que o da base, porém substitui-se a tensão admissível do solo pela tensão admissível do concreto σ_c . Além disso, seu diâmetro não deverá ser menor que 70 centímetros. Então:

$$D_f = \sqrt{\frac{4xP}{\pi x \sigma_c}} \geq 70\text{cm}$$

A tensão admissível do concreto é dada por:

$$\sigma_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c}$$

Considerando:

f_{ck} : Resistência característica do concreto;

γ_f : Coeficiente de minoração = 1,4 (NBR 6122/1996)

γ_c : Coeficiente de minoração = 1,6 (NBR 6122/1996)

Porém, a NBR 6122/2010 limitou seu valor a 5 Mpa.

A expressão para o cálculo da altura da base do tubulão é dada por:

$$H = \frac{D-d}{2} \operatorname{tg}60^\circ \quad \therefore H=0,866 \times (D-d)$$

Onde:

H: Altura total (cm);

D: Diâmetro da base (cm);

d: Diâmetro do Fuste (cm).

OBS: “O valor H deverá ser no máximo 1,8 metros, a não ser que sejam tomados cuidados especiais para garantir a estabilidade do solo” (ALONSO, 1983).

2.8.3.1.1 Dimensionamento das armaduras do tubulão a céu aberto

Quando solicitado somente a compressão a armadura utilizada será a de ligação com o bloco de coroamento, devendo respeitar um comprimento mínimo de três metros. O dimensionamento das armaduras longitudinais do tubulão a céu aberto é análogo ao de pilares, ou seja, deverão atender aos seguintes critérios estabelecidos na NBR 6118/2014:

Área de aço mínimo:

$$A_{s,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \\ 0,4\% \cdot A_c \end{array} \right\}$$

Onde:

N_d : Carga do pilar, admitindo $N_s \times 1,40$;

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço, admitido a $f_{yk}/1,15$;

A_c : área de concreto.

Diâmetro mínimo:

$$10mm \leq \varnothing \ell \leq \frac{1}{8} D_f$$

Em que:

$\varnothing \ell$: Diâmetro da barra longitudinal.

Espaçamento mínimo das barras longitudinais:

$$s \geq \left\{ \begin{array}{l} 20mm \\ \varnothing \ell \\ 1,2 \cdot \varnothing_D \end{array} \right\}$$

Espaçamento das barras longitudinais:

$$s = \frac{\text{perímetro}}{n^\circ \text{ barras}}$$

Para seção circular, o mínimo deve ser de 6 barras.

Armadura transversal

Área de aço mínima:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{ywk}}$$

Espaçamento máximo:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 200mm \\ df \\ 12 \cdot \phi l \end{array} \right\}$$

Diâmetro mínimo:

$$\phi t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5mm \\ \frac{1}{4} \cdot \phi l \end{array} \right\}$$

2.8.4 Métodos semiempíricos para carga admissível em estacas

A capacidade de carga em um elemento de fundação por estacas é diferente de sua resistência estrutural. A resistência estrutural é apenas a parcela calculada com base nas dimensões e no material da estaca (ALONSO, 2012). Com a definição da capacidade estrutural da estaca, é preciso entender que uma estaca ao ser submetida a um carregamento vertical resistirá a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e, parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (HACHICH, et al., 1998). A capacidade de carga é carga que leva esse conjunto à ruptura. Assim, a capacidade de carga R é definida como a soma das cargas que podem ser suportadas pelo atrito lateral R_L e pela ponta R_P . Portanto, a capacidade de carga de uma fundação profunda tipo estaca, é dada pela expressão:

$$R = R_L + R_P$$

Onde:

R : capacidade de carga de ruptura;

R_L : capacidade de carga por atrito lateral;

R_P : capacidade de carga de ponta.

Para obtenção da capacidade de carga de ponta (R_P), multiplica-se a resistência unitária de ponta (r_p), pela área da seção da ponta ou base da estaca (A_P) (CINTRA; AOKI, 2010).

$$R_P = r_p \cdot A_P$$

A capacidade de carga do atrito lateral (R_L) é obtida ao realizar-se o somatório das forças resistentes unitárias por atrito lateral (r_L) vezes a camada de solo de espessura (Δ_L), multiplicando-se pelo perímetro do fuste (CINTRA; AOKI, 2010). Desta forma, tem-se:

$$R_L = U \cdot \sum (R_L \cdot \Delta_L)$$

Os métodos semiempíricos para cálculo de capacidade de carga, na sua maioria, fazem uso de coeficientes empíricos, que ajustam as suas equações para os mais variados tipos de solo que as estacas atravessam, bem como para o tipo de estaca (ARAUJO; WOLLE, 2006).

Conforme apresentado no item 9.4.1 a técnica mais utilizada para dimensionamento de fundações é a de relacionar diretamente as medidas de N_{SPT} com a capacidade de carga das estacas, que podem ser calculadas pelo método de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

2.8.4.1 Método Aoki e Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi idealizado a partir de um estudo comparativo entre resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaio de penetração de cone (CPT). Subsequente, com o intuito de aplicar o método com os resultados de ensaio SPT, foi implementado o fator “k”, que transforma a resistência de ponta do cone para N_{SPT} (LOBO, 2005). A expressão para carga última é representada pela Equação:

$$R = r_p \cdot A_P + U \cdot \sum (R_L \cdot \Delta_L)$$

Onde:

A_P : área da seção transversal da estaca;

U : perímetro da estaca;

Δ_L : segmento da estaca que está sendo calculado.

$$r_p = \frac{k \cdot N}{F1}$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot k \cdot N}{F2}$$

Desta forma:

$$R = A_p \cdot \frac{k \cdot N_p}{F1} + U \cdot \sum \left(\frac{\alpha \cdot k \cdot N_L}{F2} \cdot \Delta l \right)$$

Os valores de N_p e N_L são, respectivamente, o valor do índice de resistência à penetração (valor do SPT) na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δl (CINTRA; AOKI, 2010).

Os fatores $F1$ e $F2$ são fatores de correção que consideram o efeito escala, ou seja, a discrepância de desempenho entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), e também a influência do processo de execução de cada tipo de estaca. Os coeficientes k e α são função do tipo de solo (CINTRA; AOKI, 2010). São expostos no quadro 12 os valores de k e α , no quadro 14 os valores de $F1$ e $F2$, inicialmente propostos por Aoki-Velloso (1975).

Quadro 12: Coeficientes K e razão de atrito α

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

Fonte: (CINTRA E AOKI, 2010).

Quadro 13: Fatores de correção F1 e F2.

Tipo de Estaca	F1	F2
Escavada	3,0	6,0
Frank	2,3	3,0
Pré-moldada Concreto	2,5	3,5
Strauss	4,2	3,9
Hélice Contínua	3,0	3,8
Raiz	2,2	2,4

Fonte: (CINTRA E AOKI, 2010).

O método de Aoki-Velloso (1975) utiliza o fator de segurança recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2010), sendo a carga admissível a metade do valor da capacidade de carga de ruptura da estaca.

$$R_{adm} = \frac{R_T}{2}$$

2.8.4.2 Décourt e Quaresma

O método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978) apresenta um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas, baseado somente nos valores N do ensaio SPT. Esse método, originalmente previsto para estacas pré-moldadas de concreto, foi objeto de algumas extensões, objetivando a adequação para demais tipos de estacas (HACHICH, et al., 1998). A expressão para carga última é representada pela equação abaixo:

$$R = r_p \cdot A_p + U \cdot r_L \cdot L$$

Onde:

A_p : área da seção transversal da estaca;

U : perímetro da estaca;

L : segmento da estaca que está sendo calculado.

$$r_p = \alpha \cdot C \cdot \bar{N}_p$$

$$r_L = 10 \cdot \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_L}{3} + 1 \right) \cdot L$$

Desta forma:

$$R = \alpha \cdot C \cdot \bar{N}_p + U \cdot 10 \cdot \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_L}{3} + 1 \right) \cdot L$$

O N_p consiste no valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, calculado através da média de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. O N_L é expresso como o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo fuste (CINTRA; AOKI, 2010).

Os valores de α e β , são propostos por Décourt e outros (1996), e são coeficientes de majoração ou de minoração, respectivamente, para a reação da ponta e para o atrito lateral unitário, que permitem estender os cálculos efetuados para a estaca padrão e para outros tipos de estaca (HACHICH, W. et al., 1998). São expostos nos quadros 14, 15 e 16 os valores de C , α e β respectivamente.

Quadro 14: Coeficientes característicos do solo C.

Tipo de solo	C (KPa)
Argila	120
Silte argiloso (solos residuais)	200
Silte arenoso (solos residuais)	250
Areia	400

Fonte: (CINTRA E AOKI, 2010)

Quadro 15: Coeficiente α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de Estaca					
	Cravada	Escavada	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: (QUARESMA E OUTROS, 1996)

Quadro 16: Coeficiente β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de Estaca					
	Cravada	Escavada	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Fonte: (QUARESMA E OUTROS, 1996).

Para a obtenção da carga admissível da estaca aplica-se um fator de segurança global ou o especificado por Decourt & Quaresma na resistência total, sempre se adotando o menor valor (VELLOSO; LOPES, 2010).

$$R_{adm} \leq \begin{cases} \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \\ \frac{R_L + R_P}{2} \end{cases}$$

2.8.4.3 Teixeira

De acordo com Cabette (2014), neste método, o autor com base nos índices de resistência a penetração (N) do ensaio SPT realizado nas sondagens a penetração propõe as seguintes expressões de cálculo para estimativa da capacidade de carga das estacas:

$$R_P = \alpha \cdot \bar{N}_P$$

$$R_L = \beta \cdot \bar{N}_L$$

Sendo que N_P é o valor médio dos índices de resistência a penetração N medidos no intervalo entre quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo, N_L é o valor médio dos N medidos no ensaio SPT ao longo do comprimento do fuste da estaca, e os parâmetros α e β propostos pelo autor são apresentados nos quadros 17 e 18, respectivamente.

Quadro 17: Valores do parâmetro α de Teixeira

Tipo de solo 4<N<40	α (kPa) Tipo de estaca			
	Pré-moldadas	Franki	Escavadas	Raiz
Areia com pedregulho	440	380	310	290
Areia	400	340	270	260
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia Argilosa	300	240	200	190
Silte Arenoso	260	210	160	160
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Argila Siltosa	110	100	100	100

Fonte: (CABETTE, 2014)

Tabela 18: Valores do parâmetro β de Teixeira

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldadas e metálicas	4
Franki	5
Escavadas	4
Raiz	6

Fonte: (CABETTE, 2014)

A capacidade de carga R é dada pela expressão:

$$R = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot A_p + \beta \cdot \bar{N}_L \cdot A_L$$

Cabette (2014), explica que de modo a estimar a carga admissível a compressão em estacas escavadas, o autor propõe a utilização de um coeficiente de segurança global em relação a ruptura do sistema estaca/solo igual a quatro para a parcela de ponta, e um e meio para a parcela de atrito lateral.

$$R_{adm} \leq \left\{ \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,5} \right.$$

2.8.5 Dimensionamento de estacas escavadas

O dimensionamento dos trechos em que a estaca sofre esforços de compressão, tração, flexão, torção ou cortante deve ser realizado de acordo com o disposto na norma NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto (para o caso de estacas em concreto), adotando-se os valores para resistência característica do concreto e os coeficientes de majoração das cargas e minoração das resistências, indicados naquela norma e na NBR 6122. (ALONSO, 2012).

Para o dimensionamento, utilizar-se-á os valores da capacidade de carga de uma estaca, adotando o menor valor entre a resistência estrutural do material da estaca e a resistência do solo que lhe dá suporte.

2.8.5.1 Dimensionamento na compressão

Para este trabalho, serão admitidas as seguintes particularidades na determinação da capacidade resistente da estaca:

- a) A ruptura não ocorrerá por flambagem;
- b) As estacas estão totalmente enterradas;
- c) A força de compressão é perfeitamente centrada;
- d) Em virtude das particularidades anteriores, os efeitos de segunda ordem e as excentricidades acidentais são desconsiderados.

Desta forma, de acordo com Alonso (2012), o dimensionamento de peças comprimidas poderá ser feito com a seguinte equação:

$$N_d = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd}$$

Em que:

A_c : é a área da seção transversal comprimida;

A'_s : é a área da armadura comprimida;

f_{cd} : é a resistência de cálculo do concreto;

f_{yd} : é a resistência de cálculo do aço;

N_d : é a força normal de cálculo ($N_d = N \cdot \gamma_f$)

A armadura mínima a adotar será de 0,5% A_c , no qual A_c é a área da seção transversal da estaca.

3 METODOLOGIA

O estudo de caso tem como objetivo realizar um comparativo do consumo de materiais de dois tipos de fundação de um edifício residencial sendo bloco sobre estacas e tubulões, por meio do dimensionamento desses sistemas.

Primeiramente foi feita a revisão bibliográfica descrevendo as características, materiais, vantagens, desvantagens e as etapas dos respectivos dimensionamentos.

Em seguida foi estimado a estratigrafia do solo por meio dos boletins de sondagem, tornando possível a adoção do tipo da estaca, bem como, seu diâmetro, além de calcular sua capacidade de carga através de uma planilha do Excel, na qual faz-se a estimativa através dos métodos de Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma e Teixeira, além da escolha da cota de assentamento dos tubulões e a tensão admissível em sua base.

Sendo assim, foi adotado um projeto de um edifício residencial de 5 pavimentos e, logo após foi realizada a determinação dos esforços, dimensionamento e detalhamento através de ferramentas computacionais, como Excel, AutoCad e Cypecad, seguindo as prescrições da ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 6122:2010. As ações foram determinadas seguindo a NBR 6120 (ABNT, 2019).

Ao final dos projetos, foi realizado o comparativo identificando o consumo de materiais para os dois tipos de fundações adotadas. E assim, identificou-se a melhor opção estrutural para a situação proposta.

O estudo em questão segue a sequência descrita abaixo em sua elaboração:

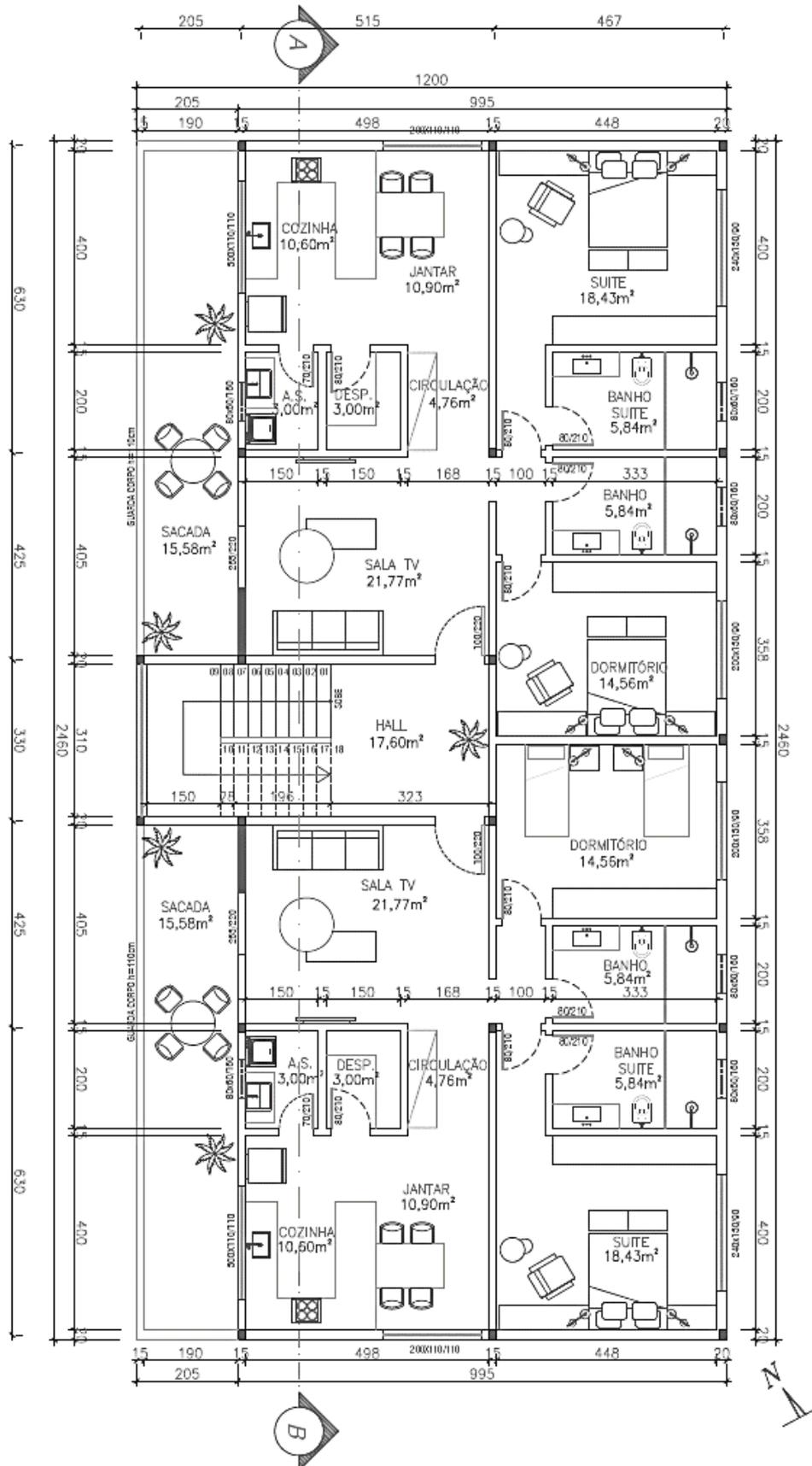
- a) Adoção de um projeto modelo;
- b) Lançamento da estrutura;
- c) Determinação das ações;
- d) Análises e verificações estruturais;
- e) Determinação da planta de carga na base dos pilares do pavimento térreo;
- f) Análise dos dados geotécnicos adotados;
- g) Determinação da capacidade de carga da estaca e tensão admissível na base do tubulão;
- h) Dimensionamento e detalhamento dos blocos sobre estacas;
- i) Dimensionamento e detalhamento dos tubulões e blocos de transição;
- j) Levantamento do consumo de materiais;
- k) Análise comparativa da fundação do edifício residencial (bloco sobre estacas e tubulões);
- l) Resultados e considerações finais quanto à viabilidade do uso de cada elemento de fundação, quanto ao consumo de materiais.

4 ESTUDO DE CASO

O projeto analisado trata-se de uma edificação residencial constituída de 4 pavimentos tipo com área de 295,20 m² e um térreo com área de 367 m². A obra possui área total de 1547,8m² e o terreno possui 697,5m².

Todos os pavimentos da edificação possuem um pé direito de 2,80 metros. Os apartamentos são compostos por dois quartos, sendo uma suíte, dois banheiros, um hall, uma varanda, uma sala de jantar e estar, uma cozinha, despensa e uma lavanderia, somando uma área total de 120 m² por apartamento. Para este trabalho são apresentadas as representações gráficas de plantas baixas, cortes e fachadas do projeto arquitetônico, além das plantas de fôrmas, conforme Apêndice A. A figura 26 mostra a planta baixa do pavimento tipo.

Figura 26: Planta baixa do pavimento tipo.



Fonte: Autoria própria

4.1 Levantamento de dados para dimensionamento

4.1.1 Critérios adotados na superestrutura para determinação dos esforços

Com a ajuda do software Cypecad foi possível realizar o dimensionamento da superestrutura e determinar os esforços na base dos pilares, em acordo com a ABNT NBR 6118:2014, mas para isso, adotou-se alguns critérios preliminares.

Para a estrutura foram adotadas lajes maciças, vigas e pilares. Foram consideradas a ação do vento e imperfeições globais como ação horizontal, e as ações verticais decorrentes do peso próprio dos elementos, ações variáveis de uso e revestimentos.

As verificações foram feitas com as combinações últimas normais.

O peso próprio da estrutura é subdividido pelos seus elementos estruturais, lajes, vigas e pilares. Para a determinação dos carregamentos, foram admitidos os pesos específicos dos materiais utilizados indicados na NBR 6120 (ABNT, 2019), como mostrados abaixo:

- a) Concreto armado = 25 kN/m³;
- b) Argamassa de cimento, cal e areia = 19 kN/m³;
- c) Concreto = 24 kN/m³;
- d) Piso industrial = 0,70 kN/m².
- e) Bloco cerâmico = 13 kN/m³

Conforme determina a NBR 6120 (ABNT, 2019), as cargas acidentais são determinadas através da sua atuação na estrutura e para o projeto em questão foi adotada igual a 1,5 kN/m², e para as escadas igual a 2,5 kN/m².

A ação do vento foi determinada de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), e a ação devido ao desaprumo foi determinada segundo a ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 15961-1:2011, conforme descrito nos itens 3.1.2.1 (Imperfeições geométricas globais) e 3.2.1.1 (Vento).

A Classe de agressividade ambiental adotada foi a de classe II (moderada), com pequeno risco de deterioração da estrutura, devido ao local de execução da obra ficar na zona urbana do município de Varginha – MG;

Para o caso em questão a relação mínima de água / cimento é 0,60 e a classe do concreto é C25 (25 MPa). Foram respeitados os cobrimentos nominais para laje (25 mm) e para viga/pilar (30 mm) por conta de pertencer à classe de agressividade ambiental II;

Os aços a serem utilizados serão CA-50 e CA-60 (500 e 600 MPa, respectivamente);

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para o projeto em questão a largura inicial das vigas é de 20 cm e a menor dimensão dos pilares para o projeto em questão é de 20 cm. Respeitando assim a área mínima apresentada na norma (360 m²). Além disso, ainda foram considerados:

Piso industrial com espessura de revestimento de 1,0 cm e $\gamma = 28 \text{ kN/m}^3$, e espessura da argamassa de 2,0 cm com $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$; Paredes externas e internas com blocos de concreto com espessura de 14 cm, e espessura da argamassa de revestimento 1,5 cm/face; Agregado graúdo granito; Pé direito de 3 metros; Brita 1: 19 mm; Escada com peso próprio igual a 4,75 kN/m², admitindo espessura média igual a 19 cm; o peso do revestimento igual a 0,70 kN/m²; o peso do parapeito igual a 2,50 kN/m²; e a ação variável igual a 2,50 kN/m².

Para o dimensionamento da caixa d'água foi adotado um consumo de 150L/hab.dia. Considerando 2 habitantes por apartamento (que são 8) resultou-se em um volume de 3600 litros, sendo assim, adotou-se 2 reservatórios de 2000 litros, o qual gera uma carga total de 21,16kN/m² sobre a laje do ático.

Sendo assim, com o lançamento da estrutura e as respectivas ações no software Cypecad, determinou-se a planta de carga, indispensável para o dimensionamento da fundação, a qual pode ser vista no Apêndice B. No quadro 19 é exposto os esforços combinados de maneira mais crítica.

Quadro 19: Esforços na base dos pilares do pavimento térreo.

Pilar	Esforços locais na base do pilar				
	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)
P1	480.1	7,9	-7	10.7	-11.2
P2	596.5	-8.3	-7.6	-11.4	-14.3
P3	349.4	-6	-5.5	-4.6	-8.9
P4	580.4	-10.4	18.4	1	25.6
P5	532.7	5.4	19	11.8	15.6
P6	729.3	-10.4	-3.2	-18.1	-4.2
P7	734.6	-9.6	7.9	-15.5	14.9
P8	584.3	-1.2	12.2	3.9	-10.7
P9	338.7	3.9	13.8	7	-12.4
P10	884.2	-7.5	-11.9	-9.9	-22.4
P11	701.2	-6.4	5.2	-7.4	-7.2
P12	405.9	-1.5	12.5	3	10.7
P13	381.7	3.8	-14.6	6.7	-16
P14	905.1	-8.4	8.8	-8.5	14.6
P15	707.6	-4.8	5.5	5.7	7.9

P16	405.4	-4.1	-13.4	-7.3	-14.3
P17	586.5	5.4	-20.2	11.7	-21.9
P18	738.4	-10.6	3.2	-18.7	4.2
P19	790.7	-9	8.1	-14	15.7
P20	623.1	-2.6	-14.2	-3.9	-16.3
P21	580	1	18.9	1	26.7
P22	548.5	12.8	11.1	24.6	23
P23	622.6	-11.4	8.2	-19.7	15.3
P24	345.6	-8.1	10.2	-10.5	19.9

Fonte: Autoria própria

4.1.2 Análises dos dados geotécnicos adotados

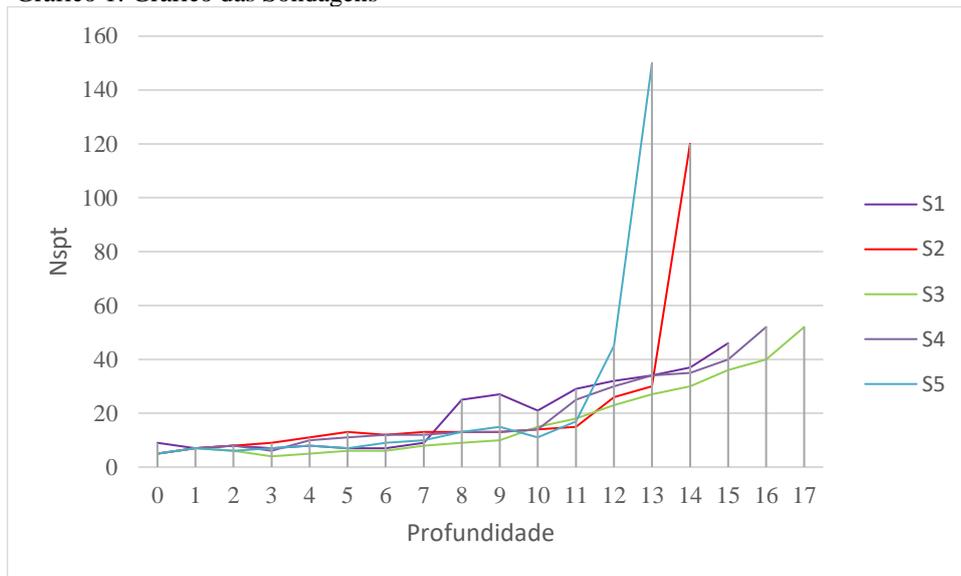
Schnaid (2000) aponta que todas as sondagens executadas devem ser incluídas em um mesmo gráfico para análise e que, geralmente, apresentam “dispersão”. A tabela abaixo apresenta o resultado dos 5 furos do boletim de sondagem e o gráfico 1 apresenta a “dispersão” nos resultados, conforme citado pelo autor. Também traçou-se um gráfico dos mínimos e médios por camada de cada sondagem (Gráfico 2).

Tabela 01: Resultados dos 5 furos do Boletim de Sondagens SPT.

SONDAGENS					
PROF.	S1	S2	S3	S4	S5
	Nspt	Nspt	Nspt	Nspt	Nspt
0	9	5	5	5	5
1	7	7	7	7	7
2	8	8	6	8	6
3	7	9	4	6	7
4	8	11	5	10	8
5	7	13	6	11	7
6	7	12	6	12	9
7	9	13	8	12	10
8	25	13	9	13	13
9	27	13	10	13	15
10	21	14	15	14	11
11	29	15	18	25	17
12	32	26	23	30	45
13	34	30	27	34	150
14	37	120	30	35	-
15	46	-	36	40	-
16	-	-	40	52	-
17	-	-	52	-	-

Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Gráfico 1: Gráfico das Sondagens



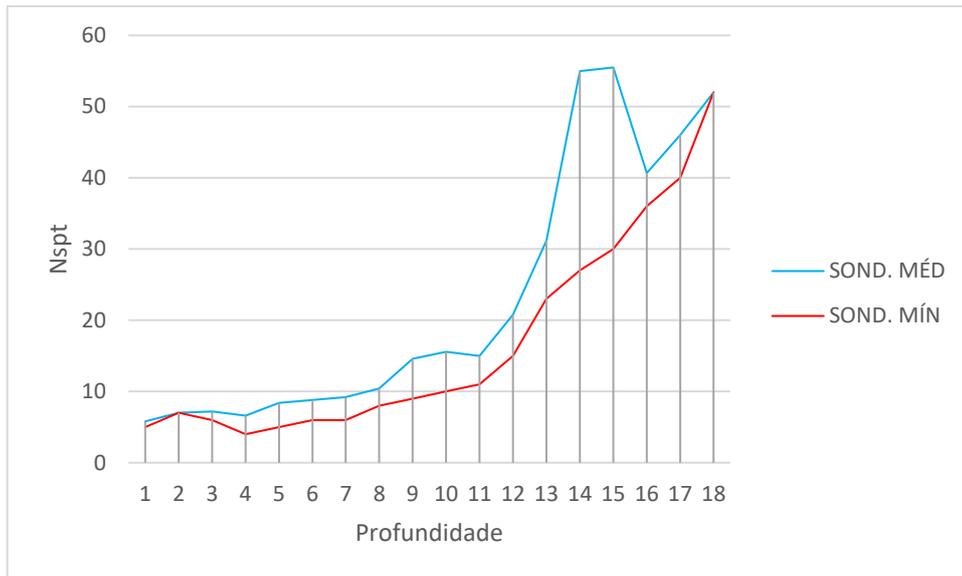
Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Tabela 02: Resultado Mínimo e Médio por camada.

SONDAGEM MÉDIA		SONDAGEM MÍNIMA	
Prof.	Nspt	Prof.	Nspt
0	5,80	0	5
1	7,00	1	7
2	7,20	2	6
3	6,60	3	4
4	8,40	4	5
5	8,80	5	6
6	9,20	6	6
7	10,40	7	8
8	14,60	8	9
9	15,60	9	10
10	15,00	10	11
11	20,80	11	15
12	31,20	12	23
13	55,00	13	27
14	55,50	14	30
15	40,67	15	36
16	46,00	16	40
17	52,00	17	52

Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Gráfico 2: Gráfico dos Mínimos e Médios de cada camada



Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagens (ANEXO A)

Para classificar e identificar o solo de cada camada, garantindo a eficiência e segurança, adotaram-se os N_{spt} mínimos de cada camada para a aplicação dos métodos.

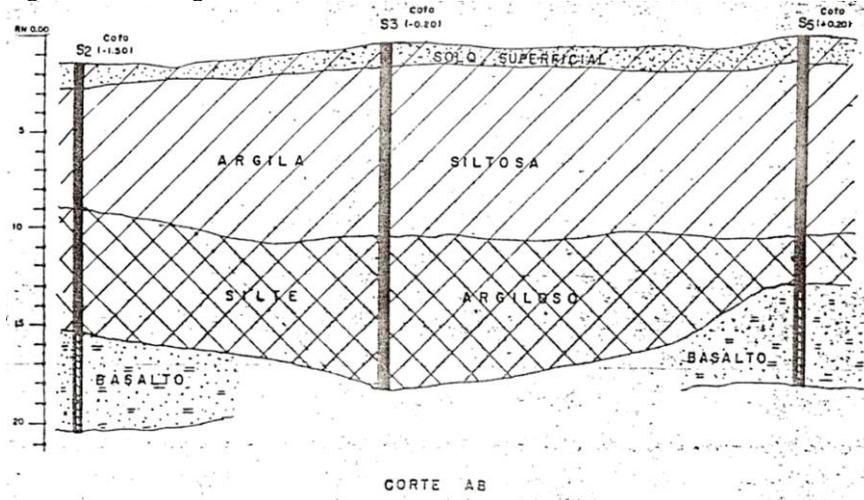
Tabela 3: Tabela N_{spt} mínimos, Classificação e Identificação do solo.

SONDAGEM MÍNIMA			
Prof.	N_{spt}	Classificação	Identificação
0	5	Mole	Argila Siltosa
1	7	Média	Argila Siltosa
2	6	Média	Argila Siltosa
3	4	Mole	Argila Siltosa
4	5	Mole	Argila Siltosa
5	6	Média	Argila Siltosa
6	6	Média	Argila Siltosa
7	8	Média	Argila Siltosa
8	9	Média	Argila Siltosa
9	10	Média	Argila Siltosa
10	11	Rija	Argila Siltosa
11	15	Rija	Argila Siltosa
12	23	Dura	Silte Argiloso
13	27	Dura	Silte Argiloso
14	30	Dura	Silte Argiloso
15	36	Dura	Silte Argiloso
16	40	Dura	Silte Argiloso
17	52	Dura	Silte Argiloso

Fonte: Autoria própria

Com os resultados obtidos pôde-se estimar a provável estratigrafia do terreno, representado na figura 27.

Figura 27: Estratigrafia do terreno.



Fonte: Adaptado do Boletim de Sondagem.

4.1.3 Capacidade de carga das estacas

Com as cargas na base dos pilares conhecidas, conforme exposto no quadro 19, no item 4.1.1, e considerando somente o esforço de compressão, devida a insignificância dos demais esforços, e a classificação do solo com seus respectivos N_{spts} , foi possível determinar a capacidade de carga das estacas através de uma planilha do Excel, a qual faz a aplicação do Método Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

Primeiramente, deve-se inserir os valores de N_{spt} e composição de solo a cada metro de profundidade, bem como, o tipo de estaca adotada (estaca escavada), diâmetro comercial, adotado de 35 cm, além da profundidade de assentamento. Para os pilares P10 e P14 adotou-se uma profundidade de 14 metros devido as cargas mais altas e, nos demais pilares, a cota de 12 metros de profundidade. O lançamento desses dados pode ser observado na figura 28.

Figura 28: Lançamento de dados na planilha

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA	DADOS DA ESTACA			
Profundidade (m)	N _{SP} T	Composição da Camada	Não		Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)
1	7	Argila siltosa		1	Moldada In-Loco	Escavada	35	14.0
2	6	Argila siltosa		2				
3	4	Argila siltosa		3				
4	5	Argila siltosa		4				
5	6	Argila siltosa		5				
6	6	Argila siltosa		6				
7	8	Argila siltosa		7				
8	9	Argila siltosa		8				
9	10	Argila siltosa		9				
10	11	Argila siltosa		10				
11	15	Argila siltosa		11				
12	23	Silte argiloso		12				
13	27	Silte argiloso		13				
14	30	Silte argiloso		14				
15	36	Silte argiloso		15				
16	40	Silte argiloso		16				
17	52	Silte argiloso		17				
18		Silte		18				
19		Silte		19				

TABELA DE AUXÍLIO P/ DIAMETROS

Método de Cálculo			
		A _{seção} (cm ²)	Perímetro (cm)
		962.11	109.96

Métodos de Cálculo

Fonte: (DELALIBERA E FERREIRA, 2012)

Para o método de Aoki e Velloso adotou-se um fator de segurança igual a 2 e considerou-se uma contribuição de 20% da resistência de ponta e 100% da resistência lateral. O método de cálculo da planilha está representado no item 2.8.4.1. A figura 29 apresenta a capacidade de carga das estacas até aos 14 metros de profundidade.

Figura 29: Capacidade de carga da estaca pelo método de Aoki e Velloso (1975)

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)									
Dados do Cálculo									
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)					
Moldada in-loco	Escavada	35	14	2					
% Resistência de ponta		% Resistência lateral							
20		100							
RESULTADOS									
Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	R _P na camada (kN)	R _L por metro (kN)	R _L acumulada (kN)	R _{Total} do solo (kN)	P _{Adm} (kN)
2	220	0.04	3	6	8.47	9.68	20.96	29.43	14.72
3	220	0.04	3	6	5.64	6.45	27.42	33.06	16.53
4	220	0.04	3	6	7.06	8.06	35.48	42.53	21.27
5	220	0.04	3	6	8.47	9.68	45.16	53.62	26.81
6	220	0.04	3	6	8.47	9.68	54.83	63.30	31.65
7	220	0.04	3	6	11.29	12.90	67.73	79.02	39.51
8	220	0.04	3	6	12.70	14.51	82.25	94.95	47.47
9	220	0.04	3	6	14.11	16.13	98.37	112.48	56.24
10	220	0.04	3	6	15.52	17.74	116.11	131.64	65.82
11	220	0.04	3	6	21.17	24.19	140.30	161.47	80.74
12	230	0.034	3	6	33.93	32.96	173.26	207.20	103.60
13	230	0.034	3	6	39.83	38.69	211.96	251.79	125.89
14	230	0.034	3	6	44.26	42.99	254.95	299.21	149.60

Fonte: (DELALIBERA E FERREIRA, 2012)

Já no método de Décourt e Quaresma foi considerado uma parcela de 85% da resistência de ponta e 80% da resistência lateral da estaca. O procedimento de cálculo da planilha está

representado no item 2.8.4.2. A capacidade de carga da estaca a cada metro de profundidade por esse método pode ser observado na figura 30.

Figura 30: Capacidade de carga da estaca pelo método de Decourt e Quaresma (1978)

MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA												
MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA												
DADOS PARA CÁLCULO												
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Ap (m²)	U (m)	Comprimento (m)							
Moldada in-loco	Escavada	35	0.0962	1.100	14							
AJUSTES DO MÉTODO DECOURT-QUARESMA												
Coef. Solo (kPa)		% Resistência de ponta (α)			% Resistência lateral (β)							
Variável de acordo com o Solo*		85			80							
RESULTADOS												
Profundidade (m)	N _p	N _L	α (%)	β (%)	Coef. solo	R _p (kN)	R _L (kN)	R _L acumulada (kN)	R _{Total} (kN)	P _{Adm} (kN)	Verificação	
											R/2	(R/1,3)+(Rp/4)
1	6.50	7.00	0.60	0.65	120.00	38.27	19.06	0.00	38.27	9.57	19.14	9.57
2	5.67	6.50	0.60	0.65	120.00	33.37	18.11	0.00	33.37	8.34	16.68	8.34
3	5.00	5.67	0.60	0.65	120.00	29.44	16.52	16.52	45.96	20.07	22.98	20.07
4	5.00	5.50	0.60	0.65	120.00	29.44	16.20	32.72	62.16	31.08	31.08	32.53
5	5.67	5.60	0.60	0.65	120.00	33.37	16.39	49.11	82.47	41.24	41.24	46.12
6	6.67	5.67	0.60	0.65	120.00	39.25	16.52	65.63	104.88	52.44	52.44	60.30
7	7.67	6.00	0.60	0.65	120.00	45.14	17.15	82.78	127.92	63.96	63.96	74.96
8	9.00	6.38	0.60	0.65	120.00	52.99	17.87	100.65	153.64	76.82	76.82	90.67
9	10.00	6.78	0.60	0.65	120.00	58.88	18.64	119.28	178.16	89.08	89.08	106.48
10	12.00	7.20	0.60	0.65	120.00	70.66	19.44	138.72	209.38	104.69	104.69	124.37
11	16.33	7.91	0.60	0.65	120.00	96.17	20.79	159.51	255.69	127.84	127.84	146.75
12	21.67	8.50	0.60	0.65	200.00	212.63	21.92	181.43	394.06	192.72	197.03	192.72
13	26.67	9.00	0.60	0.65	200.00	261.69	22.87	204.30	466.00	222.58	233.00	222.58
14	31.00	9.43	0.60	0.65	200.00	304.22	23.69	227.99	532.21	251.43	266.11	251.43

Fonte: (DELALIBERA E FERREIRA, 2012)

No método de Teixeira também utilizou-se um fator de segurança igual 2 e uma contribuição da resistência de ponta e lateral, respectivamente, igual a 80% e 100%. O procedimento de cálculo apresentado na planilha está descrito no item 2.8.4.3. Os resultados desse método podem ser observados na figura 31.

Figura 31: Capacidade de carga da estaca pelo método de Teixeira (1996)

MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA									
MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA									
DADOS PARA CÁLCULO									
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Ap (m²)	U (m)	Comp (m)	F. Segurança			
Moldada in-loco	Escavada	35	0.0962	1.100	14	2			
					% Resistência de ponta		% Resistência lateral		
					80		100		
RESULTADOS									
Profundidade (m)	N _p	N _L	α (kPa)	β (kPa)	R _p (kN)	R _L (kN)	R _L acumulada (kN)	R _{Total} (kN)	P _{Adm} (kN)
1	7.00	7.00	100	4	53.88	30.79	30.79	84.67	42.33
2	6.50	6.50	100	4	50.03	28.59	59.38	109.41	54.70
3	5.00	5.67	100	4	38.48	24.92	84.30	122.78	61.39
4	4.50	5.50	100	4	34.64	24.19	108.49	143.13	71.56
5	5.50	5.60	100	4	42.33	24.63	133.12	175.45	87.73
6	6.00	5.67	100	4	46.18	24.92	158.04	204.22	102.11
7	7.00	6.00	100	4	53.88	26.39	184.43	238.31	119.16
8	8.50	6.38	100	4	65.42	28.04	212.47	277.89	138.95
9	9.50	6.78	100	4	73.12	29.81	242.28	315.40	157.70
10	10.50	7.20	100	4	80.82	31.67	273.95	354.77	177.38
11	13.00	7.91	100	4	100.06	34.79	308.73	408.79	204.40
12	19.00	9.17	110	4	160.87	40.32	349.05	509.92	254.96
13	25.00	10.54	110	4	211.66	46.35	395.40	607.07	303.53
14	28.50	11.93	110	4	241.30	52.46	447.87	689.16	344.58

Fonte: (DELALIBERA E FERREIRA, 2012)

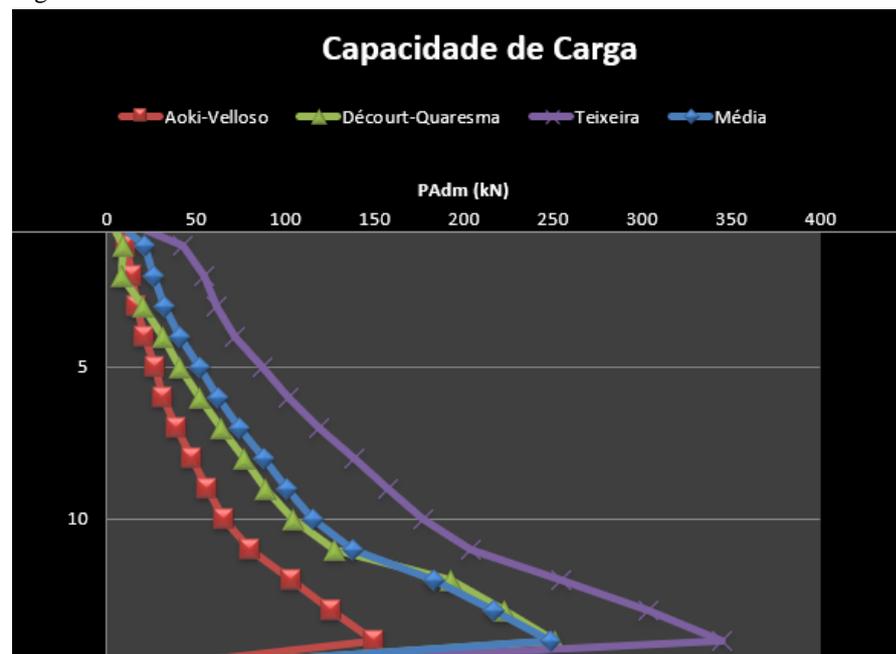
Conhecido os resultados pelos três métodos, a planilha apresenta os resultados em forma de uma tabela e de um gráfico, conforme figuras 32 e 33, respectivamente, juntamente com a média desses resultados, o qual foi adotado para dimensionamento. Para os pilares P10 e P14 obteve-se um valor médio de 248,54 kN e para os demais um valor de 183,76 kN.

Figura 32: Relatório final

RELATÓRIO FINAL				
<i>Estaca</i>	<i>Tipo</i>	<i>Diâmetro (cm)</i>	<i>N.A (m)</i>	
Moldada in-loco	Escavada	35	41	
Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)				
<i>Cota (m)</i>	<i>Aoki-Velloso</i>	<i>Décourt-Quaresma</i>	<i>Teixeira</i>	<i>Média</i>
14.00	149.60	251.43	344.58	248.54
Carga Geotécnica Admissível (kN)				
<i>Profundidade (m)</i>	<i>Aoki-Velloso</i>	<i>Décourt-Quaresma</i>	<i>Teixeira</i>	<i>Média</i>
1	10.58	9.57	42.33	20.83
2	14.72	8.34	54.70	25.92
3	16.53	20.07	61.39	32.66
4	21.27	31.08	71.56	41.30
5	26.81	41.24	87.73	51.92
6	31.65	52.44	102.11	62.07
7	39.51	63.96	119.16	74.21
8	47.47	76.82	138.95	87.75
9	56.24	89.08	157.70	101.01
10	65.82	104.69	177.38	115.96
11	80.74	127.84	204.40	137.66
12	103.60	192.72	254.96	183.76
13	125.89	222.58	303.53	217.34
14	149.60	251.43	344.58	248.54

Fonte: (DELALIBERA E FERREIRA, 2012)

Figura 33: Gráfico do relatório final



Fonte: (DELALIBERA E FERREIRA, 2012)

4.1.4 Tensão admissível dos tubulões

Conforme descrito no item 2.8.3, no Brasil, a técnica mais utilizada para dimensionamento de fundações é a de relacionar diretamente as medidas de N_{SPT} com a capacidade de carga das estacas ou tubulões.

No caso dos tubulões, Alonso (1983) descreveu uma regra semelhante à regra para fundações diretas, considerando o efeito de embutimento da fundação no aumento da tensão admissível, dada pela equação abaixo. Em que N_{spt} é o valor médio no bulbo de tensões.

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{30} \text{ (MPa) com } 6 \leq N_{spt} \leq 18$$

Para determinação do N_{spt} médio deve-se determinar a profundidade do bulbo de tensões a partir da cota de assentamento na base do tubulão, adotado com 7 metros. A profundidade Z do bulbo de tensões é resultado do dobro do diâmetro da base do tubulão, o qual foi adotado como 2 metros, resultando em um bulbo de 4 metros. Sendo assim, encontra-se a média dos valores de N_{SPT} contidas no bulbo de tensões.

Figura 34: Determinação do $N_{SPT,M}$

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DO TUBULÃO
Profundidade (m)	N_{SPT}	Composição da Camada	Não	
1	7	Argila siltosa		1
2	6	Argila siltosa		2
3	4	Argila siltosa		3
4	5	Argila siltosa		4
5	6	Argila siltosa		5
6	6	Argila siltosa		6
7	8	Argila siltosa		7
8	9	Argila siltosa		8
9	10	Argila siltosa		9
10	11	Argila siltosa		10
11	15	Argila siltosa		11

BASE DO TUBULÃO

Fonte: (DELALIBERA E FERREIRA, 2012)

De acordo com a figura 34, fazendo-se a média dos valores de N_{spt} indicados, chegou-se no valor de 11,25. Inserindo os valores na equação abaixo é possível encontrar a tensão admissível.

$$\sigma_a = \frac{11,25}{30} = 0,375 \text{ (MPa) com } 6 \leq 11,25 \leq 18$$

5 MEMORIAL DE CÁLCULO

5.1 Dimensionamento dos tubulões

5.1.1 Dimensionamento geométrico

Seguindo o que foi prescrito no item 2.8.3.1, prossegue-se com o dimensionamento. Os dados para dimensionamento do pilar P1 estão apresentados no quadro 20 abaixo:

Quadro 20: Dados para dimensionamento do pilar P1

Pilar	Dimensões (cm)		P (kN)	Cota de assentamento (m)	Bulbo de tensões
	a	b			Z (m) 2xB
P1	20	40	480.1	7	4
Nspt,m	Concreto (Mpa)	CAA	Cobrimento(cm)	σ_s (Mpa)	σ_c (MPa)
11.25	25	II	3	0.375	5

Fonte: Autoria própria

O diâmetro da base do tubulão é dado pela expressão:

$$D_b = \sqrt{\frac{4xP}{\pi x \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4x480.1}{\pi x 375}} = 1,28m = 1,30m$$

O diâmetro do fuste do tubulão é dado por:

$$D_f = \sqrt{\frac{4xP}{\pi x \sigma_c}} \geq 70\text{cm} \therefore D_f = \sqrt{\frac{4x480.1}{\pi x 5000}} = 0,35m \leq 70\text{cm}$$

$$D_f = 70 \text{ cm}$$

A altura mínima é dada pela equação:

$$H = \frac{D-d}{2} \text{tg}60^\circ \therefore H = 0,866 x (D - d) \therefore H = 0,866 x (1,3 - 0,70) =$$

$$H = 0,55m - 0,20m \therefore H = 0,35m$$

5.1.2 Dimensionamento das armaduras

a) Armadura longitudinal

Área de aço mínimo:

$$A_{s,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,15 \cdot \frac{1,4 \times 480,1}{\frac{50}{1,15}} = 2,31 \text{ cm}^2 \\ 0,4\% \cdot A_c = 0,004 \times \left(\frac{\pi \times 70^2}{4} \right) = 15,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Diâmetro adotado:

$$13\emptyset 12,5 \text{ mm} = A_{s,efet} = 16,25 \text{ cm}^2$$

O comprimento da armadura longitudinal deve ser maior ou igual a 3 metros.

Espaçamento mínimo das barras longitudinais:

$$s \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \emptyset \ell = 12,5 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot \emptyset_D = 1,2 \times 19 = 22,8 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Espaçamento das barras longitudinais:

$$s = \frac{\text{perímetro}}{n^\circ \text{ barras}} = \frac{\pi \times (70 - 2 \times 3)}{13} = 15 \text{ cm}$$

b) Armadura transversal

Área de aço mínima:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2}}{500} = 0,001 \text{ cm}^2$$

Diâmetro mínimo:

$$\emptyset t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot \emptyset \ell = 0,25 \times 12,5 = 3,12 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Diâmetro adotado:

$$\emptyset 6,3 \text{ mm}$$

Espaçamento máximo:

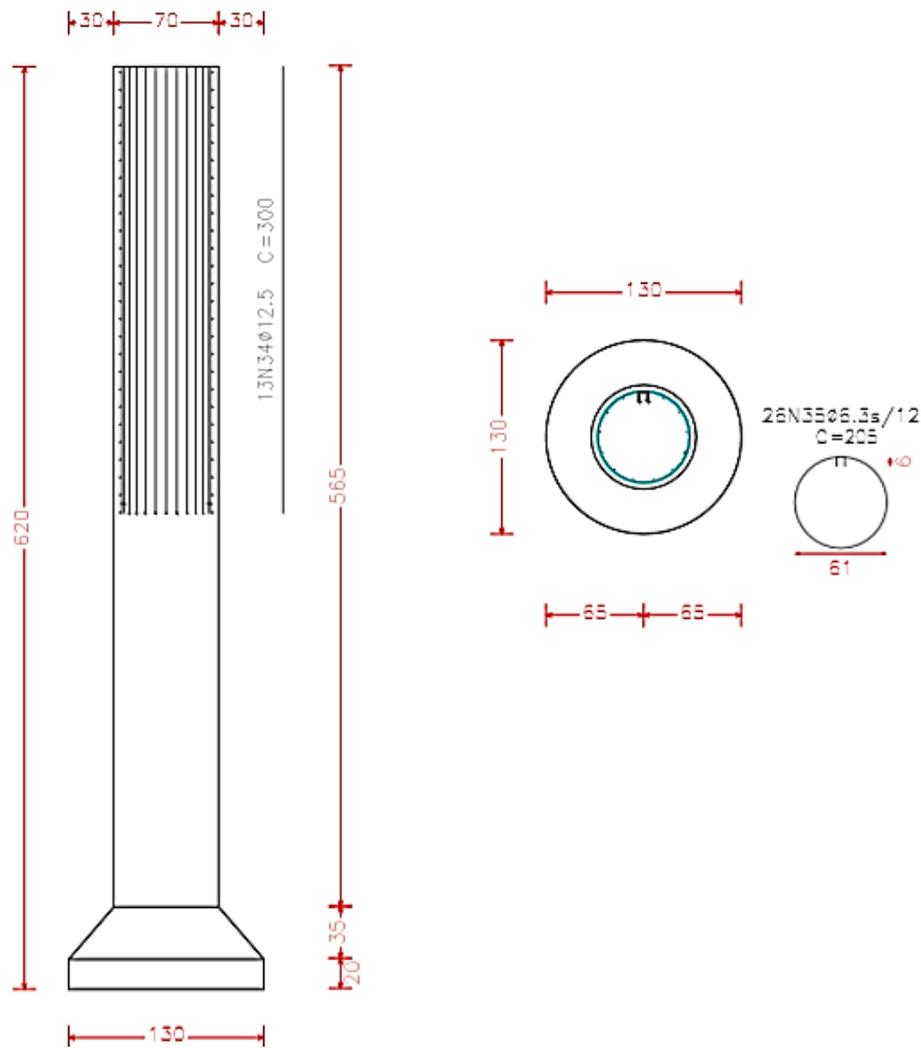
$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20cm \\ df = 70cm \\ 12 \cdot \phi\ell = 12 \times 1,25 = 15 cm \end{array} \right\}$$

Para facilitar o dimensionamento geométrico e das armaduras dos tubulões para os demais pilares, foi elaborado uma planilha, apresentada no Apêndice I.

5.1.3 Detalhamento das armaduras do tubulão para o pilar p1

O detalhamento das armaduras dos tubulões foram realizadas nos softwares cypecad e AutoCAD. O tubulão do pilar P1 pode ser observado na figura 35. Os demais estão no Apêndice C.

Figura 35: Detalhamento das armaduras do tubulão do pilar P1



Fonte: Autoria própria

5.2 Dimensionamento dos blocos de transição do tubulão

O roteiro de cálculo para dimensionamento dos blocos de transição ou bloco sobre 1 elemento de fundação está descrito no item 2.8.2.1.

5.2.1 Dimensionamento geométrico do bloco de transição para o pilar p1

Os dados para dimensionamento do bloco do pilar P1 estão expostos no quadro 21.

Quadro 21: Dados para dimensionamento do bloco de transição do pilar P1

Pilar	Dimensões (cm)		Ap (cm)	Ø As, pilar(cm)
P1	40	20	28.28	1.60
lb	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Ø Fuste (cm)
70.4	25	50	480.1	70

Fonte: Autoria própria

Para conferência da largura e comprimento deve-se prolongar de 10cm a 15cm o conjunto fuste do tubulão e pilar, sendo assim, tem-se:

$$\ell_x = \ell_y \geq D + 2 \times 15cm \therefore \ell_x = \ell_y \geq 70 + 30 = 100cm$$

Altura do bloco é o maior resultado das equações abaixo:

$$Altura (d) > \begin{cases} D < a \Rightarrow d \geq 0,75 \times (\ell_x - D) = 0,75 \times (100 - 70) = 22,5 \text{ cm} \\ D > b \Rightarrow d \geq 0,75 \times (\ell_y - D) = 0,75 \times (100 - 75) = 22,5 \text{ cm} \\ Ancoragem \Rightarrow d \geq \ell b = 44 \times \emptyset = 44 \times 1,6 = 70,5 \text{ cm} = 75 \text{ cm} \end{cases}$$

Com a altura d encontrada, acrescenta-se 10 cm referente à ancoragem da estaca/tubulão no bloco, sendo h a altura total do bloco.

$$h \geq d + 10cm \therefore h = 75 + 10 = 85cm$$

5.2.2 Dimensionamento das armaduras do bloco de transição para o pilar p1

Armadura principal (estribos horizontais):

$$A_s = \frac{Td}{f_{yd}} = \frac{0,25 \times [\gamma_f \times (N + P_{pb})]}{f_{yd}} = \frac{0,25 \times [\gamma_f \times (N + (l \times c \times h \times \gamma_{conc}))]}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,25 \times [1,4 \times (480,1 + (100 \times 100 \times 75 \times 25))]}{\frac{50}{1,15}} = 4,04 \text{ cm}^2$$

Diâmetro adotado:

$$5\phi 10,0 \text{ mm} = A_{s,efet} = 4,00 \text{ cm}^2 \text{ (dentro dos 5\% de tolerância)}$$

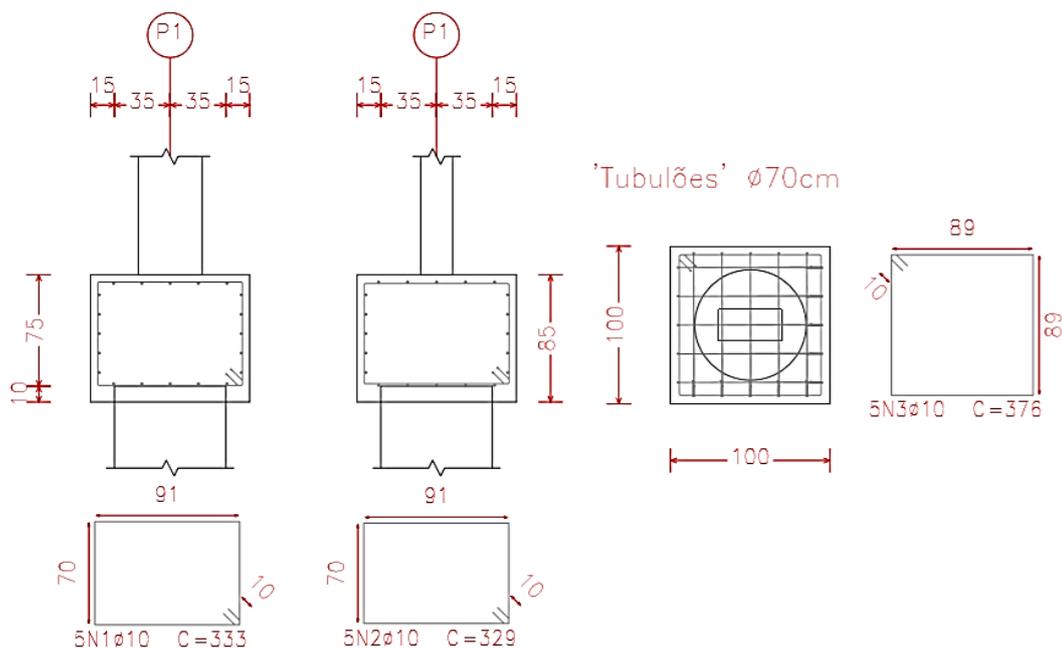
Conforme mencionado no item 2.8.2.1, as armaduras verticais devem ser as mesmas adotadas para as horizontais, nas duas direções.

Para facilitar o cálculo dos blocos de transição para os demais pilares foi elaborado uma planilha apresentada no Apêndice H.

5.2.3 Detalhamento do bloco de transição do conjunto tubulão-pilar p1

O detalhamento das armaduras foi realizado nos softwares Cypecad e AutoCAD. O bloco de transição do conjunto tubulão-pilar P1 pode ser observado na figura 36. Os demais estão no Apêndice C.

Figura 36: Detalhamento das armaduras do bloco de transição do pilar P1.



Fonte: Autoria própria

5.3 Dimensionamento dos blocos sobre estacas

Para dimensionar os blocos, primeiramente deve-se conhecer a quantidade de estacas necessárias em cada um deles, relacionando a força de compressão na base do pilar, majorada do coeficiente de ponderação γ_f e considerando 5% do peso próprio do bloco, com a capacidade de carga da estaca. Sendo assim, foi elaborado uma planilha para calcular a quantidade de estacas dos blocos de cada pilar, mostrada no quadro 21.

Quadro 21: Número de estacas por bloco de fundação

Número de estacas por bloco de fundação			
Pilar	Qtde Estacas	Pilar	Qtde Estacas
P1	3	P13	3
P2	4	P14	4
P3	2	P15	5
P4	4	P16	3
P5	4	P17	4
P6	5	P18	5
P7	5	P19	5
P8	4	P20	4
P9	2	P21	4
P10	4	P22	4
P11	5	P23	4
P12	3	P24	2

Fonte: Autoria própria

5.3.1 Dimensionamento bloco sobre estacas do pilar p3 (2 estacas)

Os dados para dimensionamento do bloco do pilar P3 estão expostos no quadro 22.

Quadro 22: Dados para dimensionamento do bloco de coroamento do pilar P3

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)
P3	Ø 10.0	26	40	20	35
Ae (cm²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	
961.63	25	50	349.4	489.16	

Fonte: Autoria própria

5.3.1.1 Dimensionamento geométrico

Espaçamento entre estacas:

$$e = 3x\phi e = 3x35 = 105cm$$

Altura útil:

$$d_{min} = 0,5x\left(e - \frac{b}{2}\right) = 0,5x\left(105 - \frac{40}{2}\right) = 42,5cm$$

$$d_{max} = 0,71x\left(e - \frac{b}{2}\right) = 0,71x\left(105 - \frac{40}{2}\right) = 60,35cm$$

$$d_{adot} = 55cm$$

Verificação do comprimento de ancoragem, considerando com gancho e boa aderência, através da tabela do Anexo B:

$$d > \ell_b \phi_{pilar} = 55cm > 26cm = ok!$$

$$d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{a_e}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} x \phi e}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} x 35}{5} = 6,2cm \end{cases}$$

$$d' = 10cm$$

$$h = 55 + 10 = 60cm$$

Verificação das bielas:

Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = 1,4 x K_R x f_{cd} = 1,4x0,9x\frac{2,5}{1,4} = 22,5MPa$$

$$\sigma_{cd,b,lim,est} = 0,85 x K_R x f_{cd} = 0,85x0,9x\frac{2,5}{1,4} = 13,66MPa$$

a) Junto ao pilar

$$\begin{aligned}\sigma_{cd,b,pil} &= \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \left[\text{tg}^{-1} \left(\frac{N}{R_s} \right) \right]} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \left\{ \text{tg}^{-1} \left[\frac{\frac{N}{2}}{\frac{N}{8} \times \frac{(2e - a_p)}{d}} \right] \right\}} \\ \sigma_{cd,b,pil} &= \frac{489,16}{(20 \times 40) \times \text{sen}^2 \left\{ \text{tg}^{-1} \left[\frac{\frac{489,16}{2}}{\frac{489,16}{8} \times \frac{(2 \times 105 - 40)}{55}} \right] \right\}} \\ &= \frac{489,16}{800 \times \text{sen}^2 \left[\text{tg}^{-1} \left(\frac{244,58}{189} \right) \right]} = \frac{489,16}{800 \times \text{sen}^2 52,30} = 9,76 \text{MPa} < \sigma_{cd,b,lim,pil} = 22,5 \text{MPa}\end{aligned}$$

b) Junto à estaca

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{2a_e \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{489,16}{2 \times 962,11 \times \text{sen}^2 52,30} = 4 \text{MPa} < \sigma_{cd,b,lim,est} = 13,66 \text{MPa}$$

5.3.1.2 Dimensionamento das armaduras

Armadura principal:

$$A_s = \frac{1,15 N_d}{8 \times d \times f_{yd}} \times (2e - A_p) = \frac{1,15 \times 489,16}{8 \times 55 \times \frac{50}{1,15}} \times (2 \times 105 - 40) = 5 \text{cm}^2$$

Diâmetro adotado:

$$4\emptyset 12,5 \text{mm} = A_{s,efet} = 5,00 \text{cm}^2$$

Armadura superior:

$$A_{sup} = 0,2 \times A_s = 0,2 \times 5,00 = 1 \text{cm}^2$$

Diâmetro adotado:

$$4\emptyset 6,3 \text{mm} = A_{s,efet} = 1,26 \text{cm}^2$$

Armadura de pele e estribos verticais em cada face lateral:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{min,face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min,face} = 0,075xB \text{ (cm}^2/m\text{)}$$

$$B \geq \emptyset_{est} + 2x15cm$$

$$B \geq 35 + 30 = 65cm$$

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{min,face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min,face} = 0,075x65 = 4,875 \text{ (cm}^2/m\text{)}$$

Espaçamento máximo da armadura de pele:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{55}{3} = 18,3 \text{ cm} \\ 20cm \end{cases}$$

Diâmetro adotado através da tabela 2 do Apêndice D:

$$4\emptyset 10,0mm \text{ c}/15cm$$

Espaçamento máximo da armadura vertical:

$$s \leq \begin{cases} 15cm \\ 0,5x\frac{\sqrt{\pi}}{2}\emptyset_e = 0,5x\frac{\sqrt{\pi}}{2}x35 = 15,5cm \end{cases}$$

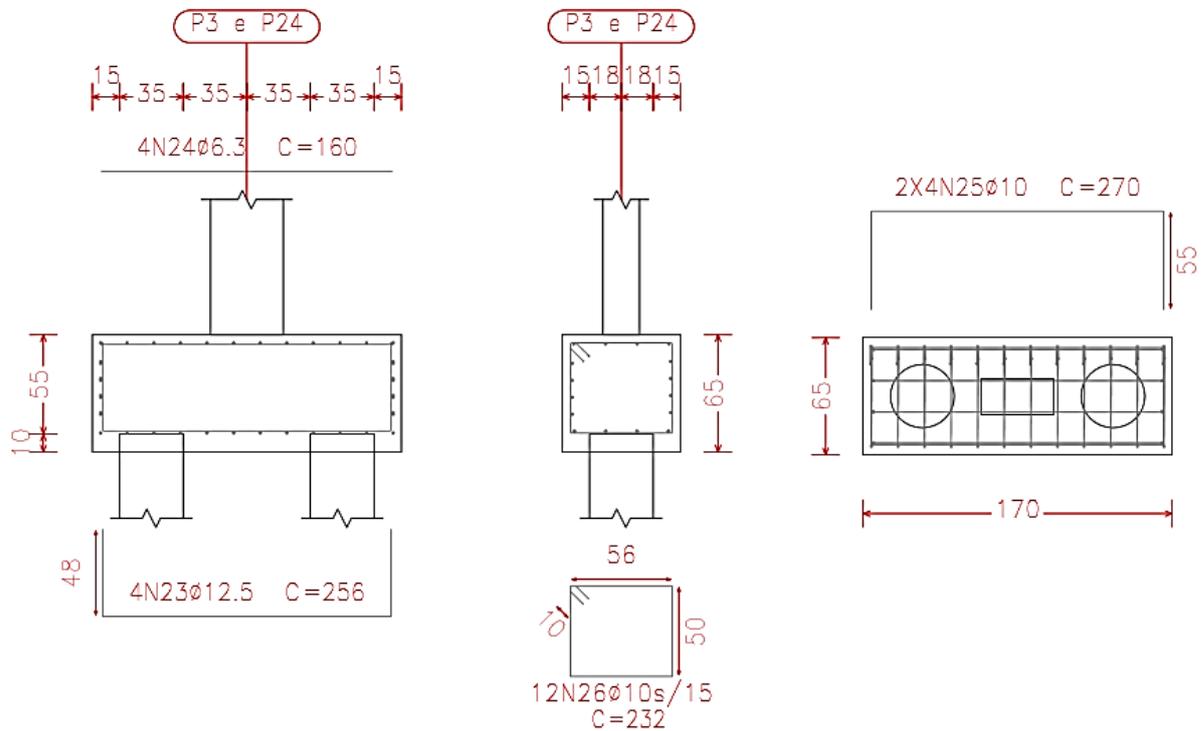
Diâmetro adotado:

$$4\emptyset 10,0mm \text{ c}/15cm$$

5.3.1.3 Detalhamento das armaduras

O detalhamento das armaduras foi realizado nos softwares Cypecad e AutoCAD. O detalhamento do bloco de coroamento pilar P3 pode ser observado na figura 37. Os demais blocos sobre duas estacas estão no Apêndice B.

Figura 37: Detalhamento das armaduras do bloco de coroamento do pilar P3



Fonte: Autoria própria

5.3.2 Dimensionamento do bloco sobre estacas do pilar p1 (3 estacas)

Os dados para dimensionamento do bloco do pilar P1 estão expostos no quadro 23.

Quadro 23: Dados para dimensionamento do bloco de coroamento do pilar P1

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)
P1	Ø 16.0	42	40	20	35
Ae (cm ²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	
961.63	25	50	480.1	672.14	

Fonte: Autoria própria

5.3.2.1 Dimensionamento geométrico

Espaçamento entre estacas:

$$e = 3x\phi = 3x35 = 105\text{cm}$$

Altura útil:

$$A_{peq} = \sqrt{a_{pil} \times b_{pil}} = \sqrt{20 \times 40} = 28,28 \text{ cm}$$

$$d_{min} = 0,58x \left(e - \frac{A_p}{2} \right) = 0,58x \left(105 - \frac{28,28}{2} \right) = 52,7 \text{ cm}$$

$$d_{max} = 0,825x \left(e - \frac{A_p}{2} \right) = 0,825x \left(105 - \frac{28,28}{2} \right) = 74,96 \text{ cm}$$

$$d_{adot} = 65 \text{ cm}$$

Verificação do comprimento de ancoragem, considerando com gancho e boa aderência, através da tabela no Anexo B:

$$d > \ell_b \phi_{pilar} = 65 \text{ cm} > 42 \text{ cm} = \text{ok!}$$

$$d' \geq \begin{cases} a_e \\ \frac{\sqrt{\pi}}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} \times \phi_e}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 35}{5} = 6,2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

$$h = 65 + 10 = 75 \text{ cm}$$

Verificação das bielas:

Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 1,75 \times K_R \times f_{cd} = 1,75 \times 0,9 \times \frac{2,5}{1,4} = 28,12 \text{ MPa}$$

a) Junto ao pilar

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \sin^2 \alpha} = \frac{N_d}{A_p \times \sin^2 \left[\text{tg}^{-1} \left(\frac{d}{ex \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 \times A_p} \right) \right]} =$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{672,14}{(20 \times 40) x \operatorname{sen}^2 \left\{ \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{65}{105 x \frac{\sqrt{3}}{3} - 0,3 x 28,28} \right] \right\}}$$

$$= \frac{672,14}{800 x \operatorname{sen}^2 51,26} = 13,8 \text{MPa} < \sigma_{cd,b,lim,pil} = 28,12 \text{MPa}$$

b) Junto à estaca

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{3a_e x \operatorname{sen}^2 \alpha} = \frac{672,14}{3 x 962,11 x \operatorname{sen}^2 51,26^\circ} = 3,82 \text{MPa} < \sigma_{cd,b,lim,est} = 22,5 \text{MPa}$$

5.3.2.2 Dimensionamento das armaduras

Armaduras paralelas aos lados (sobre as estacas) e Malha ortogonal:

$$A_{s_{lado}} = \frac{R'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{\left(R_s x \frac{\sqrt{3}}{3} \right) x \gamma_n x 1,05}{f_{yd}} = \frac{\left\{ \left[\frac{N}{9} x \frac{(e\sqrt{3} - 0,9a_p)}{d} \right] x \frac{\sqrt{3}}{3} \right\} x \gamma_n x 1,05}{f_{yd}}$$

$$= \frac{\left\{ \left[\frac{480,1}{9} x \frac{(105\sqrt{3} - 0,9 x 28,28)}{65} \right] x \frac{\sqrt{3}}{3} \right\} x 1,4 x 1,05}{\frac{50}{1,15}} = 2,50 \text{cm}^2$$

Diâmetro adotado:

$$4\emptyset 10,0 \text{mm} = A_{s,efet} = 3,20 \text{cm}^2$$

Armadura em malha e suspensão:

$$\frac{1}{5} A_{s_{lado}} \geq A_{s_{susp/face}}$$

$$A_{s_{susp,tot}} = \frac{N_d}{4,5 x f_{yd}} = \frac{480,1 x 1,4 x 1,05}{4,5 x \frac{50}{1,15}} = 3,6 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{susp/face}} = \frac{3,6}{3} = 1,2cm^2$$

$$\frac{1}{5} \times 2,5 = 0,5cm^2 < A_{s_{susp/face}} = 1,2cm^2$$

Diâmetro adotado nas armaduras de suspensão e malha inferior:

$$6\emptyset 5,0mm = A_{s,efet} = 1,20 cm^2$$

Armadura Superior:

$$A_{s_{sup}} = 0,2 \times A_s = \frac{0,2 \times (3 \times 2,50)}{2} = 0,75cm^2$$

Diâmetro adotado nas armaduras superior igual a malha inferior:

$$6\emptyset 5,0mm = A_{s,efet} = 1,20 cm^2$$

Armadura de pele:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} \times A_{s_{total}} = 0,125 \times (3 \times 2,5) = 0,937cm^2$$

Espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{65}{3} = 22cm \\ 20cm \end{cases}$$

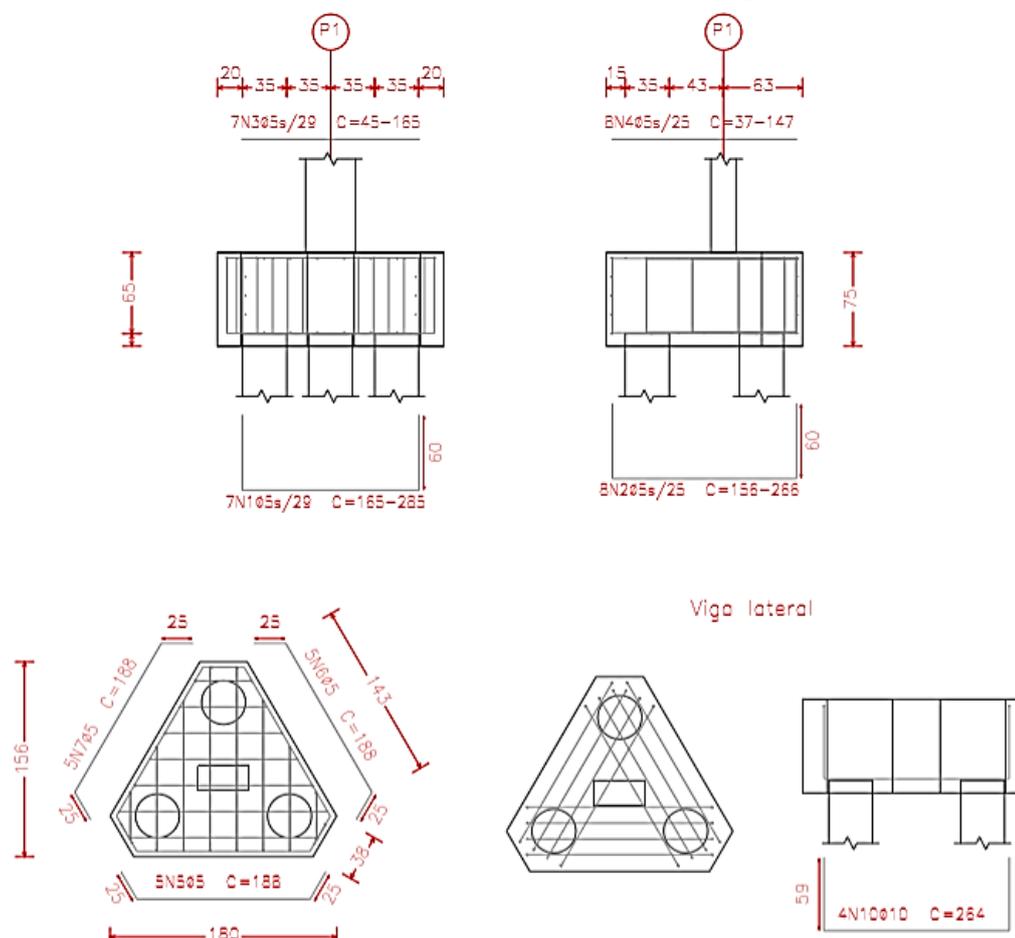
Diâmetro adotado:

$$5\emptyset 5,0mm \text{ c}/20cm$$

5.3.2.3 Detalhamento das armaduras

O detalhamento das armaduras foi realizado nos softwares Cypcad e AutoCAD. O detalhamento do bloco de coroamento pilar P1 pode ser observado na figura 38. Os demais blocos sobre três estacas estão no Apêndice B.

Figura 38: Detalhamento das armaduras do bloco de coroamento do pilar P1



Fonte: Autoria própria

5.3.3 Dimensionamento do bloco sobre estacas do pilar p2 (4 estacas)

Os dados para dimensionamento do bloco do pilar P2 estão expostos no quadro 24.

Quadro 24: Dados para dimensionamento do bloco de coroamento do pilar P2.

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)
P2	Ø 10.0	26	40	20	35
Ae (cm ²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	
961.63	25	50	596.5	835.1	

Fonte: Autoria própria

5.3.3.1 Dimensionamento geométrico

Espaçamento entre estacas:

$$e = 3x\phi_e = 3x35 = 105cm$$

Altura útil:

$$A_{peq} = \sqrt{a_{pil}x b_{pil}} = \sqrt{20x40} = 28,28cm$$

$$d_{min} = 0,71x\left(e - \frac{A_p}{2}\right) = 0,71x\left(105 - \frac{28,28}{2}\right) = 64,5cm$$

$$d_{max} = \left(e - \frac{A_p}{2}\right) = \left(105 - \frac{28,28}{2}\right) = 90,8cm$$

$$d_{adot} = 75cm$$

Verificação do comprimento de ancoragem, considerando com gancho e boa aderência, através da tabela no Anexo B:

$$d > \ell_b \phi_{pilar} = 65cm > 26cm = ok!$$

$$d' \geq \begin{cases} 5cm \\ a_e = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} x \phi_e}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} x 35}{5} = 6,2cm \end{cases}$$

$$d' = 10cm$$

$$h = 75 + 10 = 85cm$$

Verificação das bielas:

Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1 x K_R x f_{cd} = 2,1x0,9x\frac{2,5}{1,4} = 33,75MPa$$

a) Junto ao pilar

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \left[\text{tg}^{-1} \left(\frac{d}{e \times \frac{\sqrt{2}}{2} - A_p \times \frac{\sqrt{2}}{4}} \right) \right]} =$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{835,1}{(20 \times 40) \times \text{sen}^2 \left\{ \text{tg}^{-1} \left[\frac{75}{105 \times \frac{\sqrt{2}}{2} - 28,28 \times \frac{\sqrt{2}}{4}} \right] \right\}}$$

$$= \frac{835,1}{800 \times \text{sen}^2 49,41} = 18,1 \text{MPa} < \sigma_{cd,b,lim,pil} = 33,75 \text{MPa}$$

b) Junto à estaca

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{4a_e \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{835,1}{4 \times 962,11 \times \text{sen}^2 49,41^\circ} = 3,7 \text{MPa} < \sigma_{cd,b,lim,est} = 22,5 \text{MPa}$$

5.3.3.2 Dimensionamento das armaduras

Armadura principal:

$$A_{s_{lado}} = \frac{1,05 N_d}{16 \times d \times f_{yd}} \times (2e - A_p) = \frac{1,05 \times 835,1}{16 \times 75 \times \frac{50}{1,15}} \times (2 \times 105 - 28,28) = 3,05 \text{cm}^2$$

Diâmetro adotado:

$$4\emptyset 10,0 \text{mm} = A_{s,efet} = 3,2 \text{cm}^2$$

Armadura em malha e suspensão:

$$0,25 A_{s_{lado}} \geq A_{s_{susp/face}}$$

$$A_{s_{susp,tot}} = \frac{1,05N_d}{6xf_{yd}} = \frac{1,05 \times 835,1}{6 \times \frac{50}{1,15}} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{susp/face}} = \frac{3,36}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$0,25 \times 3,2 = 0,8 \text{ cm}^2 < A_{s_{susp/face}} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Diâmetro adotado nas armaduras de suspensão e malha inferior:

$$5\emptyset 5,0 \text{ mm} = A_{s,efet} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Armadura Superior:

$$A_{s_{sup}} = 0,2 \times A_s = \frac{0,2 \times (4 \times 3,05)}{2} = 1,22 \text{ cm}^2$$

Diâmetro adotado nas armaduras superior igual a malha inferior:

$$6\emptyset 5,0 \text{ mm} = A_{s,efet} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Armadura de pele:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} \times A_{s_{total}} = 0,125 \times (4 \times 3,05) = 1,53 \text{ cm}^2$$

Espaçamento máximo:

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

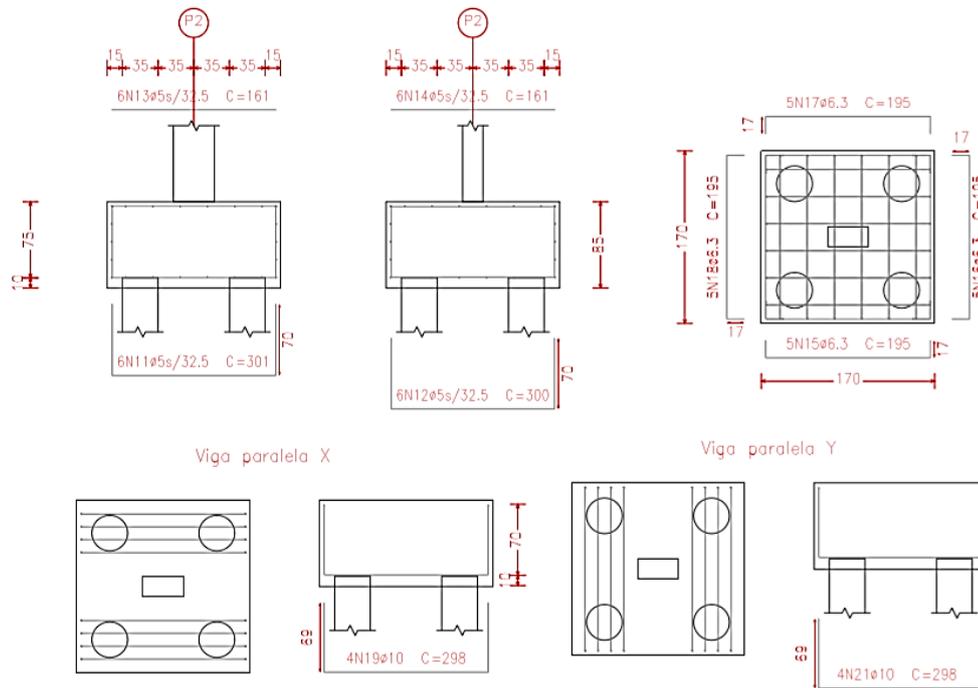
Diâmetro adotado:

$$5\emptyset 6,3 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$$

5.3.3.3 Detalhamento das armaduras

O detalhamento das armaduras foi realizado nos softwares Cypecad e AutoCAD. O detalhamento do bloco de coroamento pilar P2 pode ser observado na figura 39. Os demais blocos sobre quatro estacas estão no Apêndice B.

Figura 39: Detalhamento das armaduras do bloco de transição do pilar P2



Fonte: Autoria própria

5.3.4 Dimensionamento do bloco sobre estacas do pilar p6 (5 estacas)

Os dados para dimensionamento do bloco do pilar P6 estão expostos no quadro 25.

Quadro 25: Dados para dimensionamento do bloco de transição do pilar P6

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)
			40	20	
P6	Ø 16.0	42	40	20	35
Ae (cm ²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	
961.63	25	50	729.3	1021.02	

Fonte: Autoria própria

5.3.4.1 Dimensionamento geométrico

Espaçamento entre estacas:

$$e = 3x\phi = 3x35 = 105\text{cm}$$

Altura útil:

$$A_{peq} = \sqrt{a_{pil} \times b_{pil}} = \sqrt{20 \times 40} = 28,28\text{cm}$$

$$d_{min} = 0,71x \left(e - \frac{A_p}{2} \right) = 0,71x \left(105 - \frac{28,28}{2} \right) = 64,5\text{cm}$$

$$d_{max} = \left(e - \frac{Ap}{2} \right) = \left(105 - \frac{28,28}{2} \right) = 90,8cm$$

$$d_{adot} = 70cm$$

Verificação do comprimento de ancoragem, considerando com gancho e boa aderência, através da tabela no anexo B:

$$d > \ell_b \phi_{pilar} = 65cm > 42cm = ok!$$

$$d' \geq \begin{cases} 5cm \\ a_e = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} \times \phi_e}{5} = \frac{\frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 35}{5} = 6,2cm \end{cases}$$

$$d' = 10cm$$

$$h = 70 + 10 = 80cm$$

Verificação das bielas:

Tensão limite:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = 2,6 \times K_R \times f_{cd} = 2,6 \times 0,9 \times \frac{2,5}{1,4} = 41,78MPa$$

$$\sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1 \times K_R \times f_{cd} = 2,1 \times 0,9 \times \frac{2,5}{1,4} = 33,75MPa$$

c) Junto ao pilar

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{N_d}{A_p \times \text{sen}^2 \left[\text{tg}^{-1} \left(\frac{d}{e \times \frac{\sqrt{2}}{2} - Ap \times \frac{\sqrt{2}}{4}} \right) \right]} =$$

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{1021,02}{(20 \times 40) \times \text{sen}^2 \left\{ \text{tg}^{-1} \left[\frac{70}{105 \times \frac{\sqrt{2}}{2} - 28,28 \times \frac{\sqrt{2}}{4}} \right] \right\}}$$

$$= \frac{1021,02}{800 \times \text{sen}^2 47,45} = 23,51MPa < \sigma_{cd,b,lim,pil} = 41,78MPa$$

d) Junto à estaca

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{5a_e \times \text{sen}^2 \alpha} = \frac{1021,02}{5 \times 962,11 \times \text{sen}^2 47,45} = 3,91 \text{MPa} < \sigma_{cd,b,lim,est} = 33,75 \text{MPa}$$

5.3.4.2 Dimensionamento das armaduras

Armadura principal:

$$A_{s\text{lado}} = \frac{1,05N_d}{20 \times d \times f_{yd}} \times (2e - A_p) = \frac{1,05 \times 1021,02}{20 \times 70 \times \frac{50}{1,15}} \times (2 \times 105 - 28,28) = 3,20 \text{cm}^2$$

Diâmetro adotado:

$$4\emptyset 10,0 \text{mm} = A_{s,efet} = 3,2 \text{cm}^2$$

Armadura em malha e suspensão:

$$0,25A_{s\text{lado}} \geq A_{s\text{susp/face}}$$

$$A_{s\text{susp,tot}} = \frac{1,05N_d}{7,5 \times f_{yd}} = \frac{1,05 \times 1021,02}{7,5 \times \frac{50}{1,15}} = 3,28 \text{cm}^2$$

$$A_{s\text{susp/face}} = \frac{3,28}{4} = 0,82 \text{cm}^2$$

$$0,25 \times 3,2 = 0,8 \text{cm}^2 < A_{s\text{susp/face}} = 0,82 \text{cm}^2$$

Diâmetro adotado nas armaduras de suspensão e malha inferior:

$$4\emptyset 5,0 \text{mm} = A_{s,efet} = 0,80 \text{cm}^2$$

Armadura Superior:

$$A_{s\text{sup}} = 0,2 \times A_s = \frac{0,2 \times (4 \times 3,2)}{2} = 1,28 \text{cm}^2$$

Diâmetro adotado nas armaduras superior igual a malha inferior:

$$7\emptyset 5,0\text{mm} = A_{s,efet} = 1,40\text{ cm}^2$$

Armadura de pele:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} \times A_{s,total} = 0,125 \times (4 \times 3,2) = 1,60\text{ cm}^2$$

Espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{70}{3} = 23,3\text{ cm} \\ 20\text{ cm} \end{cases}$$

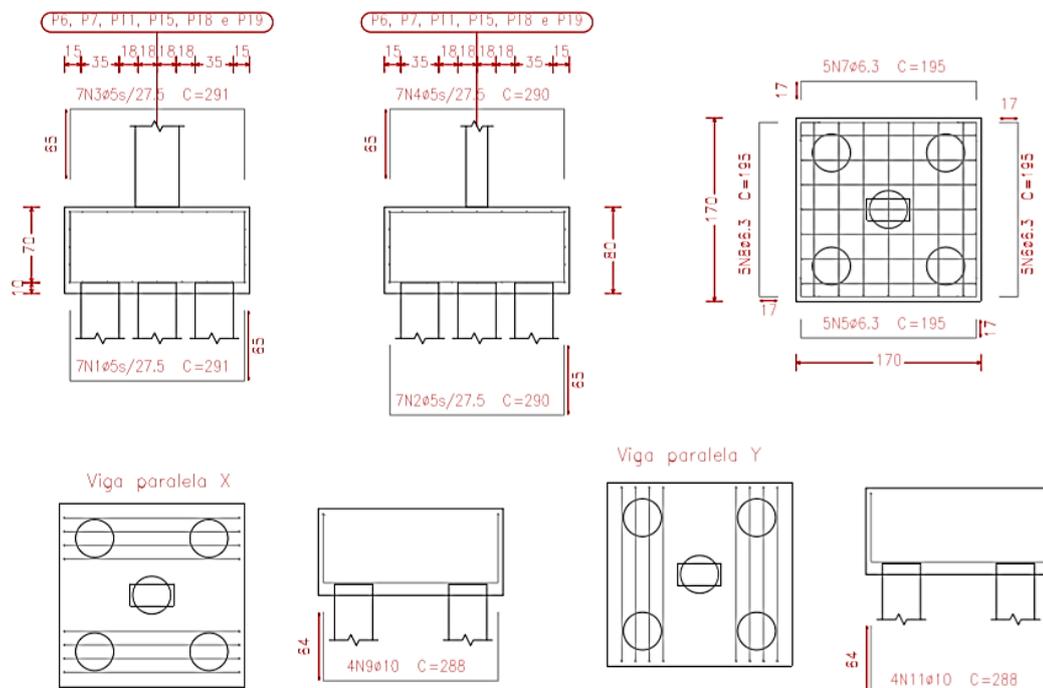
Diâmetro adotado:

$$5\emptyset 6,3\text{ mm } c/20\text{ cm}$$

5.3.4.3 Detalhamento das armaduras

O detalhamento das armaduras foi realizado nos softwares Cypecad e AutoCAD. O detalhamento do bloco de coroamento pilar P6 pode ser observado na figura 40. Os demais blocos sobre cinco estacas estão no Apêndice B.

Figura 40: Detalhamento das armaduras do bloco de transição do pilar P6



Fonte: Autoria própria

5.4 Dimensionamento das armaduras das estacas

A armadura mínima a adotar é de 0,5% A_c , no qual A_c é a área da seção transversal da estaca. Assim, tem-se:

$$A'_s = 0,005 \cdot \frac{\pi \times 35^2}{4} = 4,8 \text{ cm}^2$$

Diâmetro adotado:

$$6\emptyset 10,0 \text{ mm} = A_{s,efet} = 4,80 \text{ cm}^2$$

O dimensionamento das armaduras das estacas, considerando como peças comprimidas é feito com a equação demonstrada no item 2.8.5.1. Então, adotando armadura mínima, cada estaca poderá suportar uma força de compressão de cálculo de 1668,3kN, representado a seguir:

$$N_d = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} = 0,85 \times 962,11 \times \frac{2,5}{1,4} + 4,8 \times \frac{50}{1,15} = 1668,3 \text{ kN}$$

Sendo assim, é adotado armadura mínima em todas as estacas, visto que, nenhuma delas estão sujeitas a uma força maior que a calculada acima.

6 APRESENTAÇÃO DO COMPARATIVO DE CONSUMO ENTRE BLOCO SOBRE ESTACAS E TUBULÕES

A seguir será descrito os quantitativos de materiais que compõem as planilhas do sistema de fundações profundas em bloco sobre estacas e tubulões, tornando possível a comparação do referente estudo realizado. Para a obtenção dos índices de consumo foi utilizado o software Cypecad. Com relação ao sistema de blocos sobre estacas, constituíram no quantitativo da obra os materiais necessários para a execução dos blocos e estacas. Para o sistema de tubulões, foram considerados os materiais necessários para a execução dos blocos de transição, fuste e base do tubulão.

6.1 Fundação em blocos sobre estacas

Por meio do dimensionamento e detalhamento dos elementos, foi possível obter as quantidades de concreto e aço totais necessárias para a execução dos blocos. E por meio de cálculos, foi possível obter as quantidades de concreto e aço necessárias para execução das mesmas. Nos quadros 26 e 27, estão expostos os resumos do consumo de concreto e aço nos blocos e estacas, respectivamente.

Quadro 26: Consumo de aço e concreto nos blocos de coroamento.

Elemento	CA-50 (kg)				CA-60 (kg)	Concreto (m ³)
	Ø6.3	Ø10	Ø12.5	Total	Ø5	C25, em geral
P1		21.48		21.48	13.37	1.4
P2	10.52	32.34		42.86	9.58	2.46
P3 e P24	2x1.72	2x33.52	2x10.85	92.18		2x0.72
P4, P8 e P21	3x10.52	3x31.24		125.28	3x10.92	3x2.31
P5	10.52	32.34		42.86	9.58	2.46
P6, P7, P11, P15, P18 e P19	6x10.51	6x31.24		250.5	6x14.06	6x2.31
P9	1.72	33.52	10.85	46.09		0.72
P10	22.88		48.66	71.54	7.01	2.31
P12	8.64	15.45		24.09	7.57	1.31
P13	8.64	15.45		24.09	7.57	1.31
P14	22.88		48.66	71.54	7.01	2.31
P16	8.64	15.45		24.09	7.57	1.31
P17	10.52	31.24		41.76	10.92	2.31
P20	10.52	31.24		41.76	10.92	2.31
P22	10.52	32.34		42.86	9.58	2.46
P23	10.52	31.24		41.76	10.92	2.31
Totais	234.58	640.29	129.87	1004.74	228.72	47.21

Fonte: Autoria própria

Quadro 27: Resumo do consumo de aço e concreto nas estacas.

Resumo de aço Estacas							
Classe	Nº Estacas	Ø (mm)	Qtde de barras	Comprimento (m)	Comp. Total (m)	Peso+10% (kg)	Total (kg)
CA-50	92	10.0	6.0	3	1656	1754	1754
Consumo de concreto das estacas							
	Nº Estacas	Área (m ²)	Comp. (m)	Concreto C25 (m ³)			
	90	0.0962	12	103.9			
	2	0.0962	14	2.69			
				TOTAL	106.59		

Fonte: Autoria própria

6.2 Fundação em tubulões

Por meio do dimensionamento e detalhamento da fundação em tubulões, foi possível obter as quantidades de concreto e aço totais necessárias para execução. O quadro 28 apresenta as quantidades de materiais necessários para a execução dos blocos de transição.

Quadro 28: Consumo de aço e concreto dos blocos de transição dos tubulões

Blocos de transição	CA-50 (kg)			Concreto (m ³)	
	Elemento	Ø10	Ø12.5	Total	C25
P1		35.19		35.19	0.81
P2 e P23			2x40.05	80.1	2x0.55
P3		25.38		25.38	0.55
P4 e P21			2x40.05	80.1	2x0.55
P5 e P17			2x40.05	80.1	2x0.55
P6, P7, P11, P15, P18 e P19			6x55.35	332.1	6x0.80
P8			44.29	44.29	0.8
P9 e P13		2x25.38		50.76	2x0.55
P10			66.44	66.44	0.8
P12		26.47		26.47	0.65
P14			66.44	66.44	0.8
P16		26.47		26.47	0.65
P20			44.29	44.29	0.8
P22			44.29	44.29	0.8
P24			44.29	44.29	0.8
Totais		164.27	882.44	1046.71	16.66

Fonte: Autoria própria

Já o quadro 29 apresenta as quantidades de materiais necessários para a execução do fuste e base dos tubulões.

Quadro 29: Consumo de aço e concreto nos tubulões

Tubulões	CA-50 (kg)			Concreto (m ³)	
	Elemento	Ø6.3	Ø12.5	Total	C25
P1		14.85	47.08	61.93	2.72
P2, P4, P5, P17, P21 e P23		6x26.51	6x47.08	441.54	6x2.99
P3, P9 e P13		3x27.06	3x47.08	222.42	3x2.67
P6, P7, P11, P15, P18 e P19		6x24.85	6x47.08	431.58	6x3.14
P8, P20, P22 e P24		4x25.41	4x47.08	289.96	4x2.85
P10 e P14		2x23.75	2x47.08	141.66	2x3.44
P12 e P16		2x26.51	2x47.08	147.18	2x2.70
Totais		606	1130	1736	71.14

Fonte: Autoria própria

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na comparação apresentada a seguir, serão avaliados os levantamentos de quantitativos das composições do sistema de fundação em bloco sobre estacas escavadas e tubulões. Por meio desse estudo, obtiveram-se os valores globais para cada tipo de sistema, apresentados nos quadros 30 e 31.

Quadro 30: Resumo do consumo de aço nos blocos sobre estacas

Resumo de aço - Bloco sobre estacas				
Classe	Ø (mm)	Comprimento (m)	Peso+10% (kg)	Total (kg)
CA-50	6.3	870.1	234	2758
	10.0	944.3 + 1656	2394	
	12.5	122.6	130	
CA-60	5.0	1323.2	229	229
Total (kg)				2987
Resumo de concreto Bloco sobre estacas				
Concreto C25	Bloco		Estacas	Total (m³)
	47.21		106.60	153.81

Fonte: Autoria própria

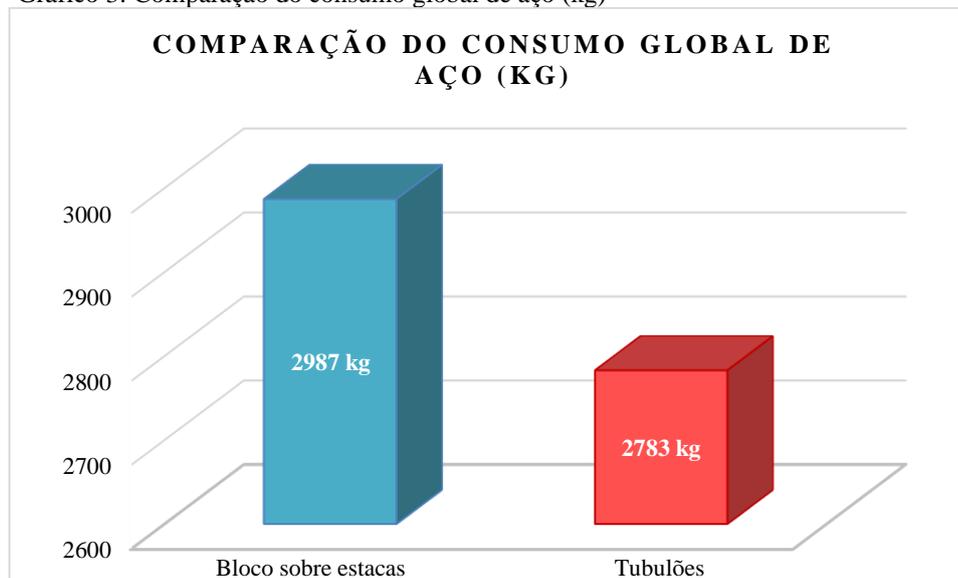
Quadro 31: Resumo do consumo de aço nos tubulões

Resumo de aço dos tubulões				
Classe	Ø (mm)	Comprimento (m)	Peso+10% (kg)	Total (kg)
CA-50	6.3	2249.9	606	2783
	10.0	242.3	164	
	12.5	1066.74 + 833	2012	
Resumo de concreto dos tubulões				
Concreto C25	Bloco (m³)		Tubulão (m³)	Total (m³)
	16.66		71.14	87.8

Fonte: Autoria própria

O gráfico 3 apresenta o comparativo do consumo global de aço nos dois sistemas de fundação.

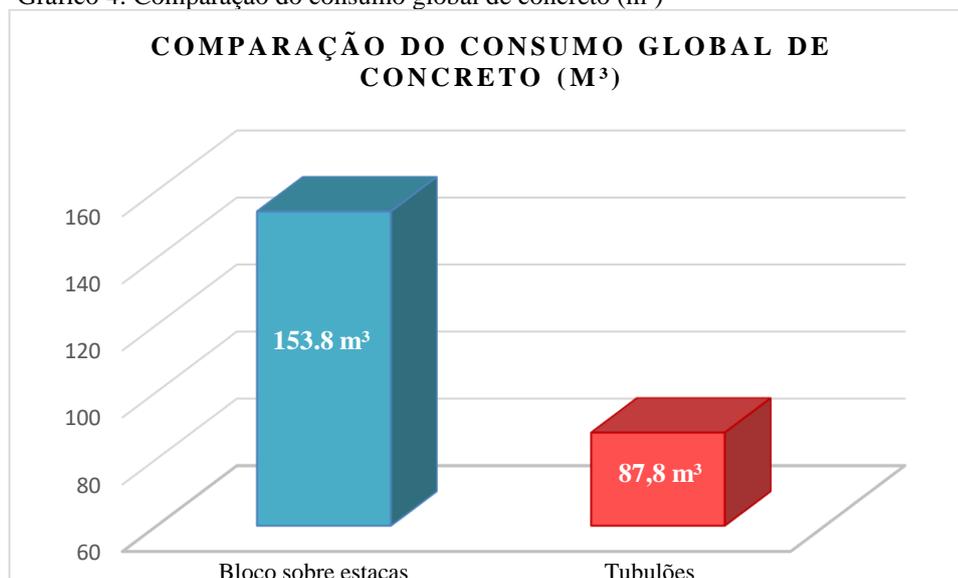
Gráfico 3: Comparação do consumo global de aço (kg)



Fonte: Autoria própria

Como pode ser observado, não há uma diferença significativa no consumo, levando em consideração ao porte da obra. A diferença fica próxima aos duzentos quilogramas entre os dois sistemas, cerca de 6,83% de diferença. Vale ressaltar, que no bloco sobre estacas também houve a utilização de armaduras da classe CA60.

Já o gráfico 4, apresenta o comparativo do consumo global de concreto nos dois sistemas de fundação.

Gráfico 4: Comparação do consumo global de concreto (m³)

Fonte: Autoria própria

Conforme observado, há uma diferença significativa, sendo ela de 66m³ ou 57,08%. Apesar do diâmetro das estacas ser a metade dos tubulões, seu comprimento é praticamente o dobro e como existem blocos com quantidades maiores de estacas, fica evidente o maior consumo de concreto e aço no sistema de fundação por blocos sobre estacas.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O conteúdo apresentado teve como principal objetivo realizar um comparativo de consumo de materiais (concreto e aço) da fundação de um edifício residencial sendo empregado o tipo bloco sobre estaca em comparação com o tipo tubulão, por meio de dimensionamento desses modelos. Os critérios de projetos utilizados foram baseados na normatização brasileira e na bibliografia citada nas referências deste trabalho.

Optou-se por adotar a estaca do tipo escavada com diâmetro de 35 cm, devido ao tipo de solo e o baixo impacto sonoro se comparado com uma estaca cravada, uma vez que a localização da edificação é em meio urbano.

Vale ressaltar que foram projetados blocos de transição nos tubulões para que haja uma distribuição uniforme dos esforços do pilar para o fuste, combater os esforços de fendilhamento, além de conter as extremidades das armaduras dos pilares e, também auxiliar na locação exata dos pilares.

Após o levantamento e análise dos consumos de materiais dos dois sistemas de fundações, obteve-se como resultado uma diferença de 204 kg de aço, o que representa um total de 6,83%, em favor da execução da fundação em tubulões. Em relação ao consumo de concreto a execução também ficou em favor do tubulões, consumindo cerca de 66m³ a menos. Desse modo, conclui-se que em relação ao consumo de materiais o tipo de fundação em atenderia de forma mais econômica à obra.

Porém, para melhor definição do tipo a ser adotado, outros fatores também devem ser considerados, tais como: oferta de mão de obra qualificada, disponibilidade de equipamentos específicos para cada tipo de sistema próximos ao local da obra, entre outros, uma vez que esses itens encarecem o custo final do sistema.

Como sugestão para trabalhos futuros recomenda-se a análise do custo, produtividade da mão de obra e tempo de execução comparando os dois sistemas de fundações mencionados acima.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de fundações profundas**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2012.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 14.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. 201p., il. Inclui bibliografias.
- ALONSO, Urbano Rodrigues. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo. Ed. Edgar Blucher Ltda. 2 ed, 2011.
- AP&L Geotecnia e Fundações. **Cravação De Estacas Pré Moldadas E Metálicas**. Montes Claros – MG. [S.n.: S. I]. 2018. Disponível em: < <https://www.apl.eng.br/fundacoes/cravacao-de-estacas-pre-moldadas-e-metalicas>>. Acesso: 06/04/2019.
- AP&L Geotecnia e Fundações. **Conheça aqui os principais tipos de estacas para fundações**. Montes Claros – MG. [S.n.: S. I]. 2018. Disponível em: < <https://blog.apl.eng.br/conheca-aqui-os-principais-tipos-de-estacas-para-fundacoes/>>. Acesso: 06/04/2019.
- ARAÚJO, José Milton de. Curso de concreto armado. 2.ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 4 v. 231 p. il. Inclui bibliografias.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. NBR 6118 – Projeto de estruturas de Concreto. Rio De Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 - Projeto e Execução de Fundações. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484 – Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Rio de Janeiro, 2001. 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502 – Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995. 18p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7250 – Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982. 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. 3 ed Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 20p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

AZEREDO, Hélio Alves de. O Edifício Até sua Cobertura. São Paulo. Ed. Edgar Blucher Ltda. 2 ed, 1997.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de fundação**. Universidade Estadual Paulista. 2017.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado em te amo**. 7ed. 2013. 526p.

CABETTE, Jean Felix. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. 161f. Dissertação (mestrado em engenharia civil) – Universidade de São Paulo – Escola Politécnica, São Paulo, SP, 2014.

CAMPITELI, Marcus. **Estratégia Concursos: Edificações p/ TRT 6ª 2017/2018 (Analista Judiciário - Engenharia Civil**. [s.n.]. [S.l.]. 2017. 112p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo: Pini, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust. FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4ed. São Carlos: EDUFSCar, 2017. 415p

CINTRA, José Carlos A; AOKI, Nelson; Albiero, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 1 ed. São Paulo: oficina de textos, 140p.

COMITÊ EURO – INTERNATIONAL DU BÉTON (1970). CEB – FIP Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation. Bulletin D' information, Paris, n.73.

FOSCO, Pericls. Brasiliense. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. 1 ed. São Paulo: Pini. 1994.

GERDAU. **Estacas Metálicas Gerdau**. 9 ed. [S.l.]. 2018. 96p

GIONGO, Jose Samuel, **Concreto armado: Projeto estrutural de edifícios**. Universidade de São Paulo USP Escola de Engenharia de São Carlos, fevereiro 2007.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1998.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas:** Aplicação dos conceitos de energia no ensaio SPT. 2005. 121f. Dissertação (mestrado em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Escola de Engenharia Porto Alegre, RS, 2005.

MANUAL de estruturas ABCP. São Paulo: ABCP- Associação Brasileira de Cimento Portland, [2002?] Disponível em: < http://pcc2435.pcc.usp.br/textos%20t%C3%A9cnicos/Fundacoes/fundacoes_comunidade_construcao.pdf > Acesso em: 24 mar 2019.

MARANGON, Márcio. **Geotecnia de Fundações e Obras de Terra.** Universidade Federal de Juiz de Fora. 2018. Disponível em: < <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF05-Funda%C3%A7%C3%B5es-Profundas-2018-1.pdf> > Acesso em : 23 Abr 2019.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das fundações.** 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 256p.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise do comportamento de blocos de concreto Armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada.** 2004. 160f. Dissertação(mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, universidade de São Paulo, 2004.

OLIVEIRA, Cintia Araújo; AMARO, Maria Rafaela Gonçalves. **Dimensionamento de Tubulão A Ar Comprimido.** 2016 . 37f. Dissertação (Graduação)-Universidade do Vale Do Paraíba.

OLIVEIRA, Letícia Marchiori de; **Diretrizes Para Projetos De Blocos De concreto Armado Sobre Estacas.** 2009. 151f. Dissertação (Mestrado)-Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

PEREIRA, Caio. **Tubulão a céu aberto.** Escola Engenharia, 2015. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ceu-aberto/>. Acesso em: 27 de março de 2019.

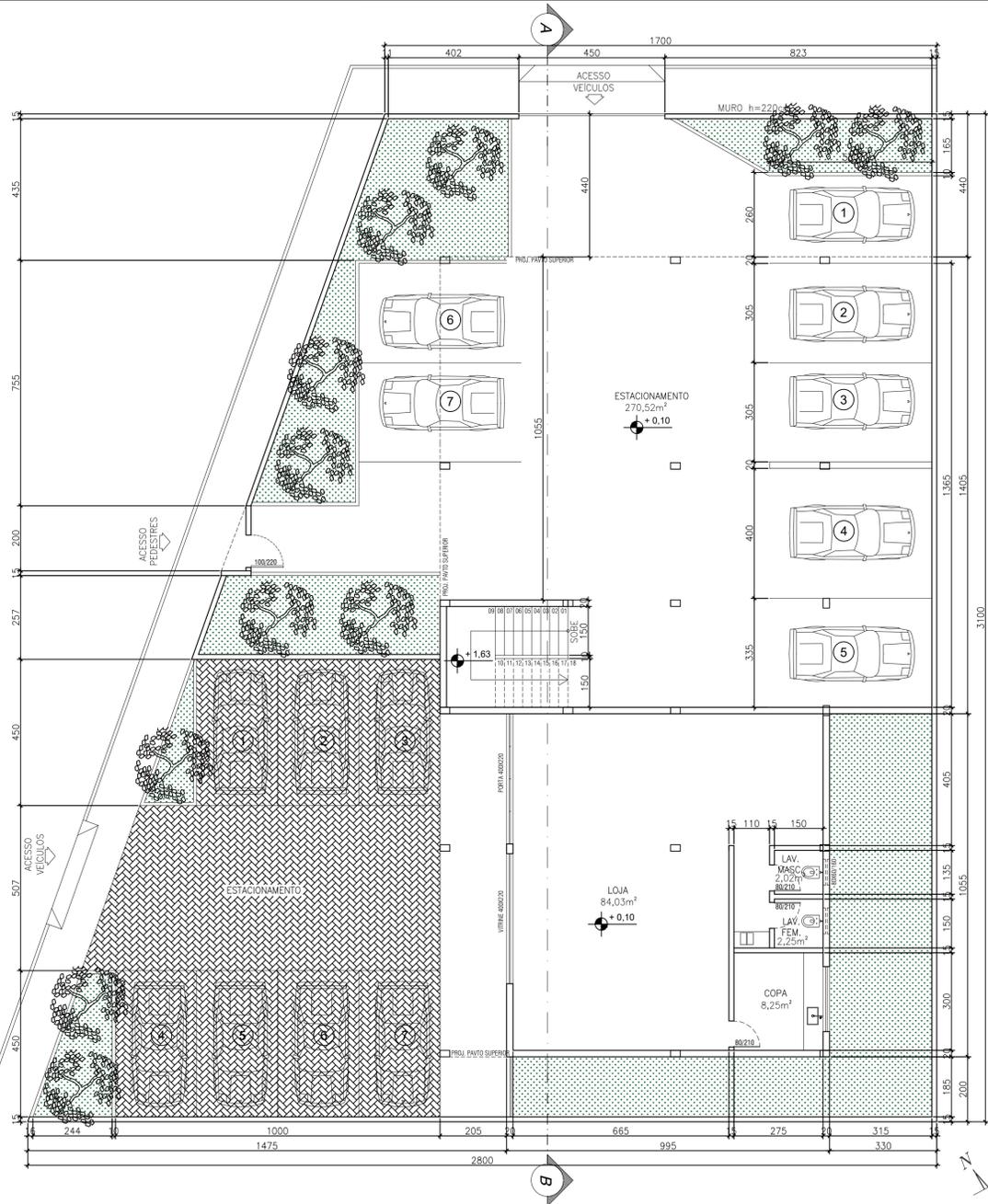
PINHEIRO, Libânio M; MUZARDO; Cassiane D; Santos, Sandro P. ESTRUTURAS DE CONCRETO. [S.l. : s.n.]. Cap 4 , pag 3.

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Notas de Aula da disciplina de Tópicos em Engenharia Civil I.** Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2010.

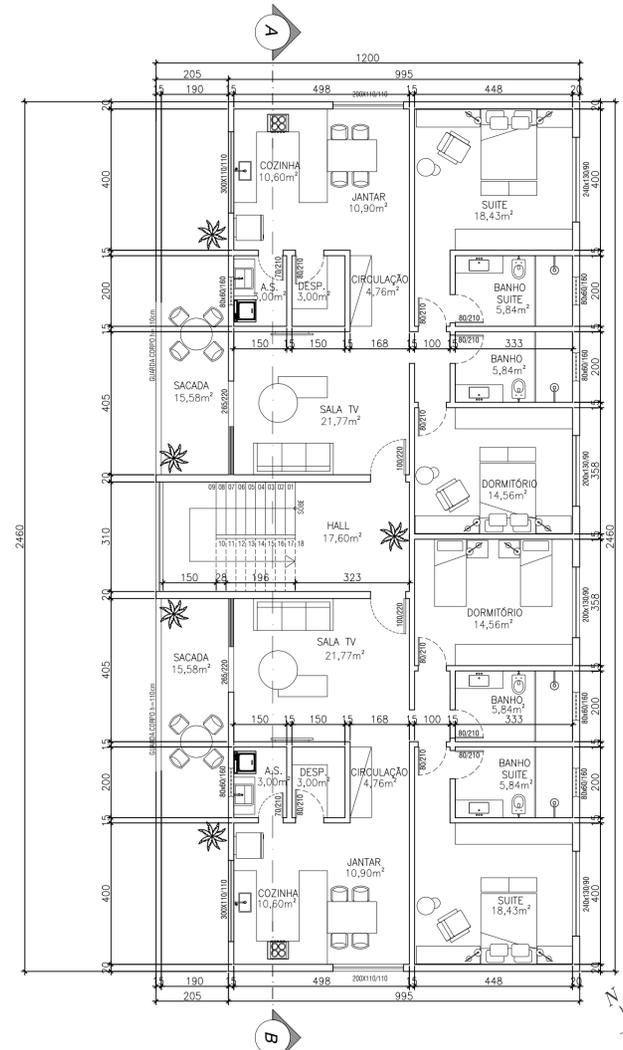
SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações á engenharia de Fundações.** 2ed. São Paulo: Oficina de textos. 2012. 254p

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações.** Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

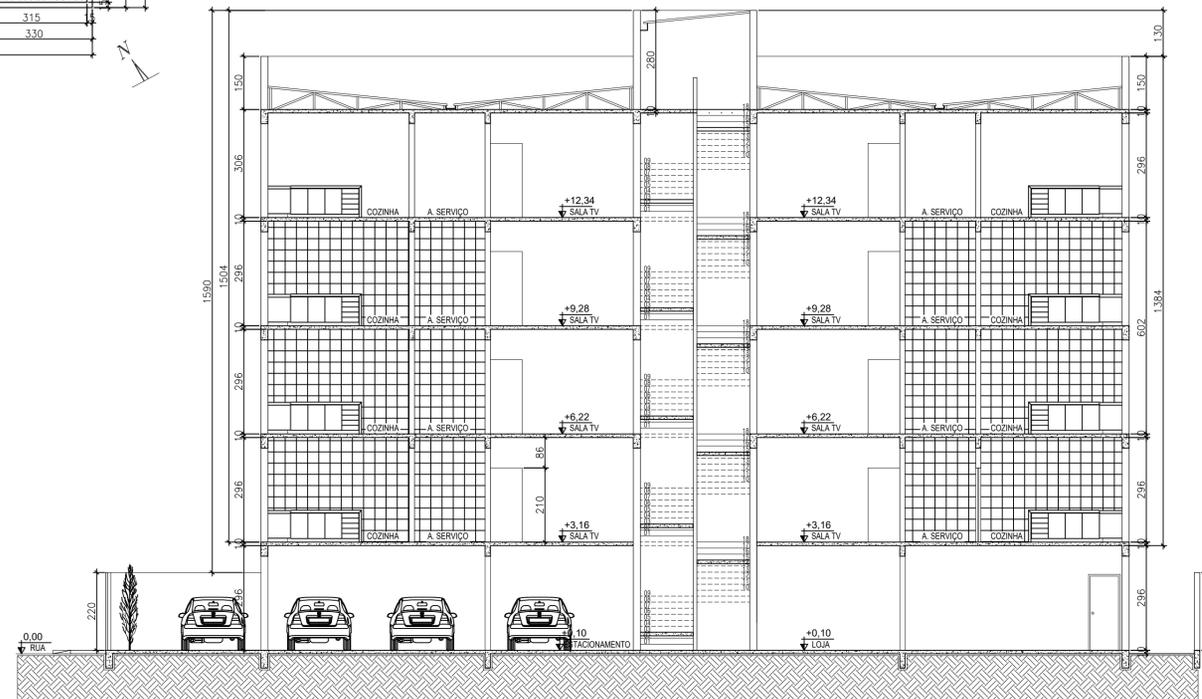
APÊNDICE A



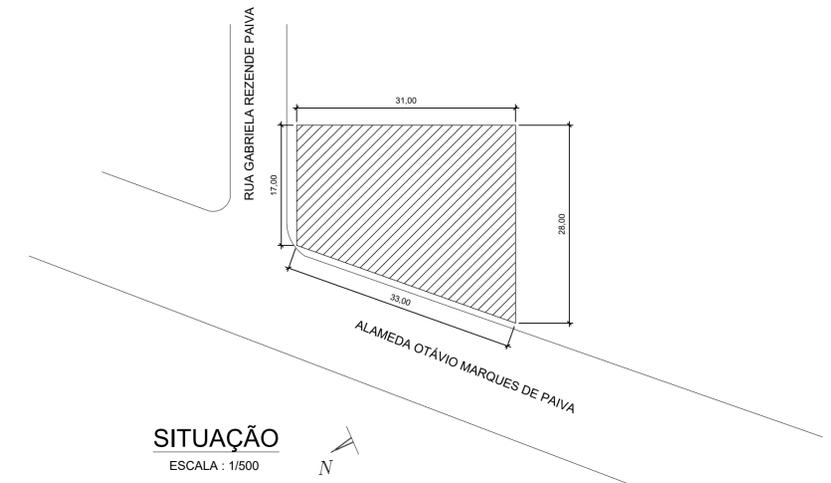
PLANTA BAIXA - PAVTO. TÉRREO
ESCALA : 1/100



PLANTA BAIXA - PAVTO. TIPO
ESCALA : 1/100

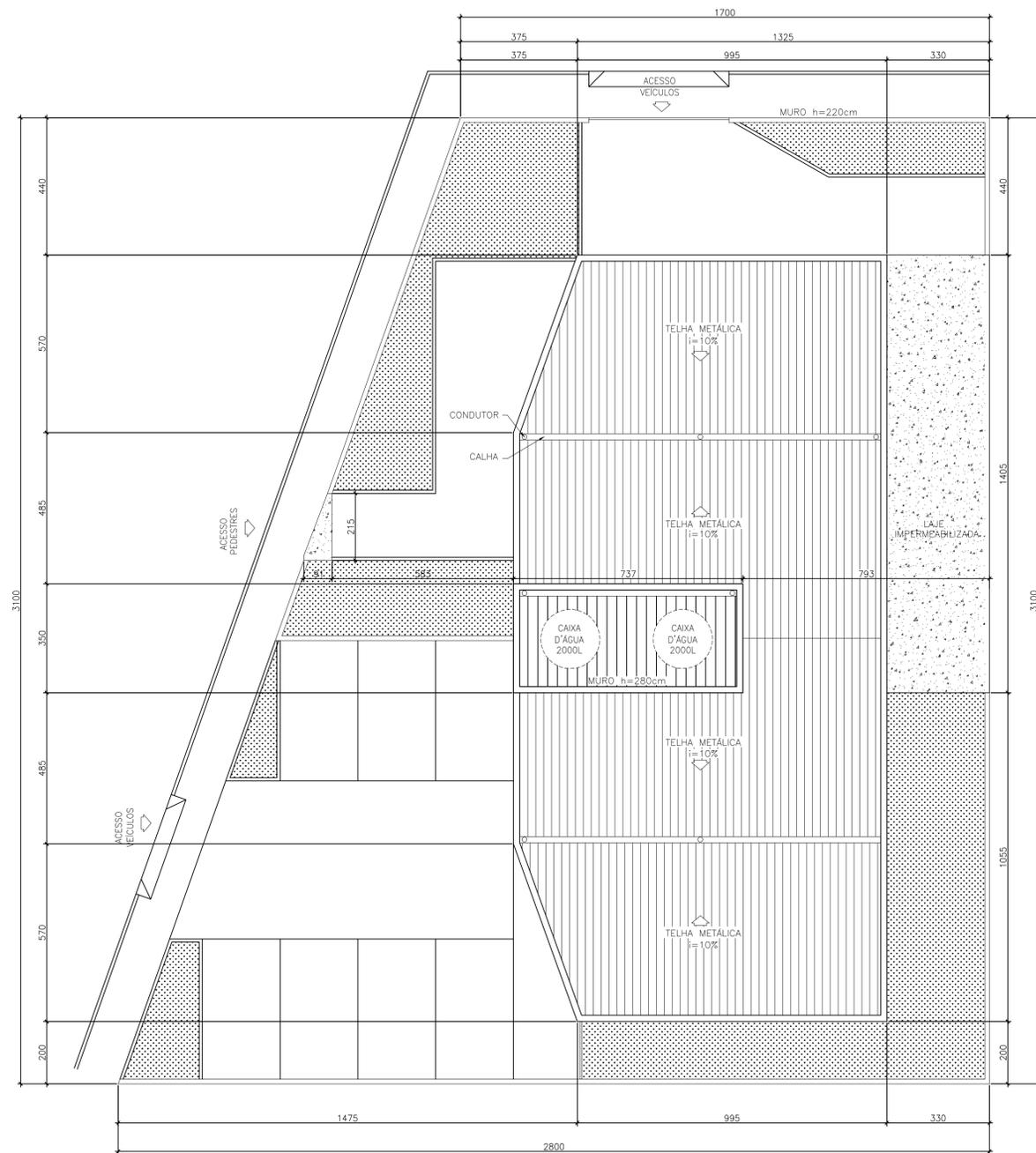


CORTE AB
ESCALA : 1/100

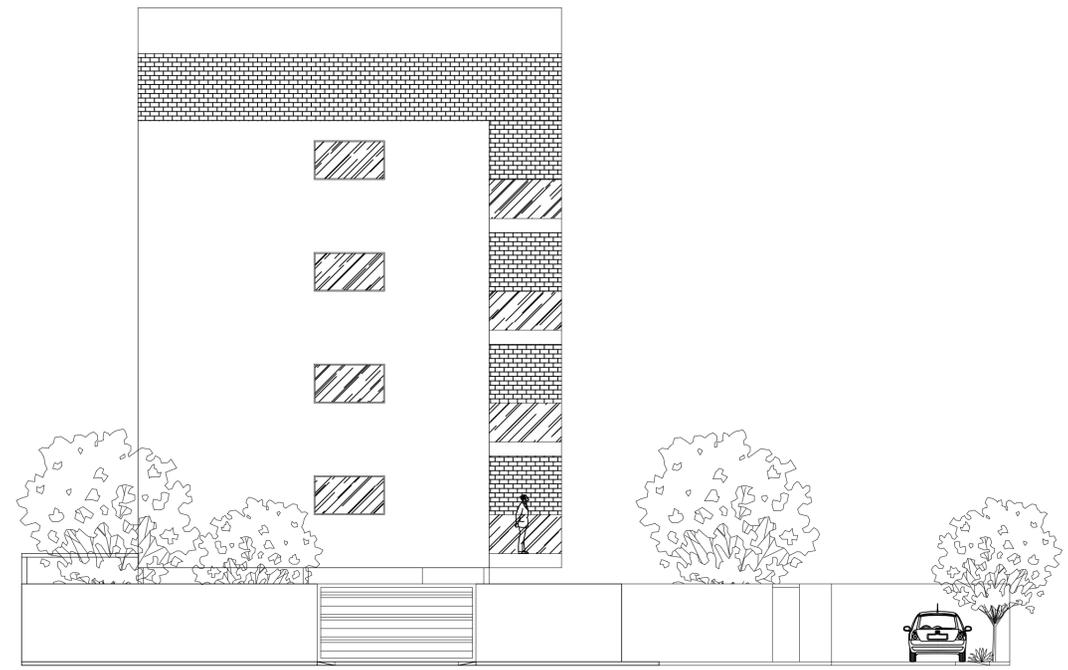


SITUAÇÃO
ESCALA : 1/500

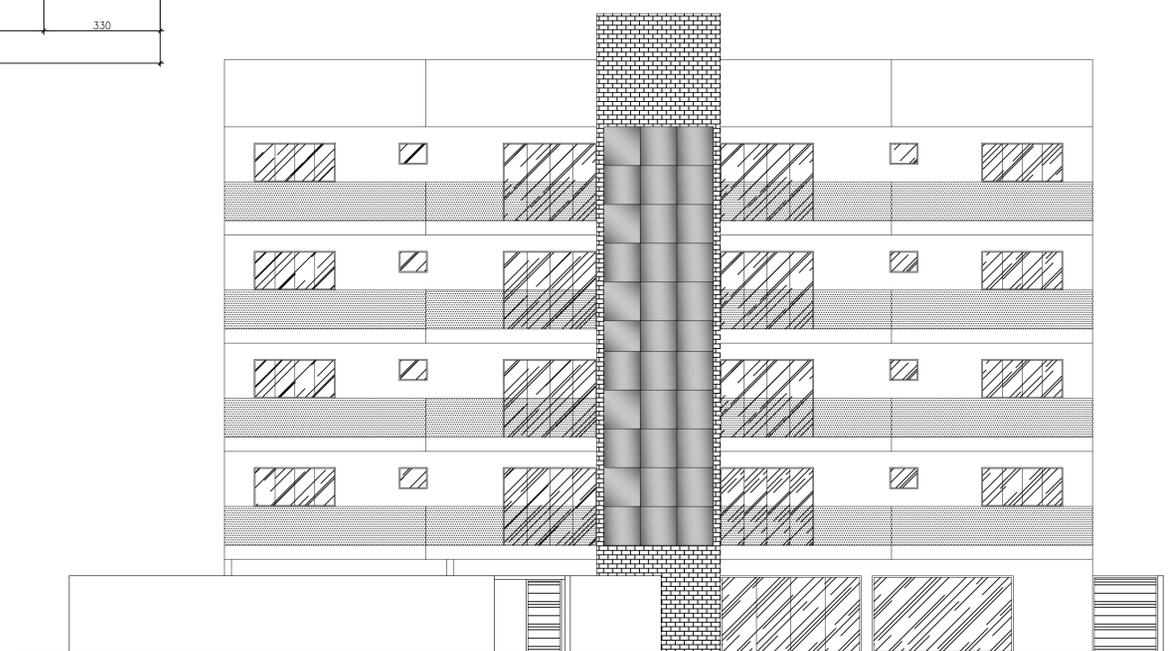
ENDEREÇO DA OBRA: GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG	
PROPRIETÁRIO: NOME	C.P.F.: 000.000.000-00
CORREDOR / ZONA: LOCAL	
CATEGORIA DE USO: R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)	
SITUAÇÃO: VIDE NA PRANCHA	DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA NO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO. PROPRIETÁRIO: AUTOR DO PROJETO: CREA - 00.000-0 RESP. TÉCNICO: CREA - 00.000-0
INSTITUIÇÃO: UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS	
CURSO: ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO	PRANCHA
CONTEÚDO: PLANTA BAIXA PAVTO TÉRREO / TIPO; CORTE AA; SITUAÇÃO; COBERTURA / IMPLANTAÇÃO; FACHADA FRONTAL E LATERAL ESQ.	1/3
NOME: PATRICK COU TO BOTELHO	



COBERTURA / IMPLANTAÇÃO
ESCALA : 1/100

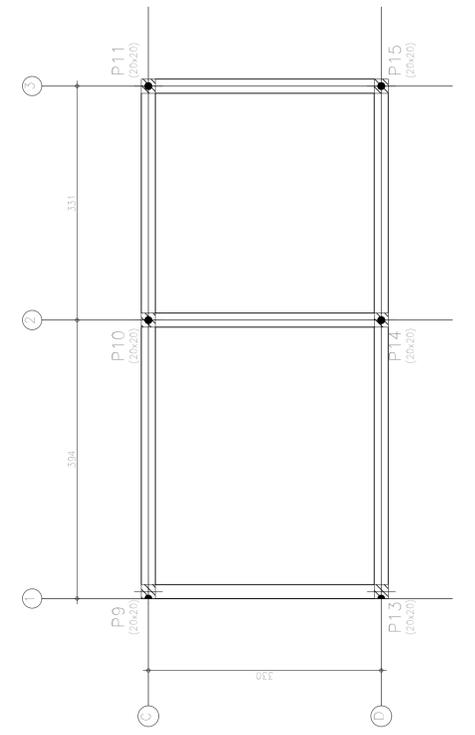
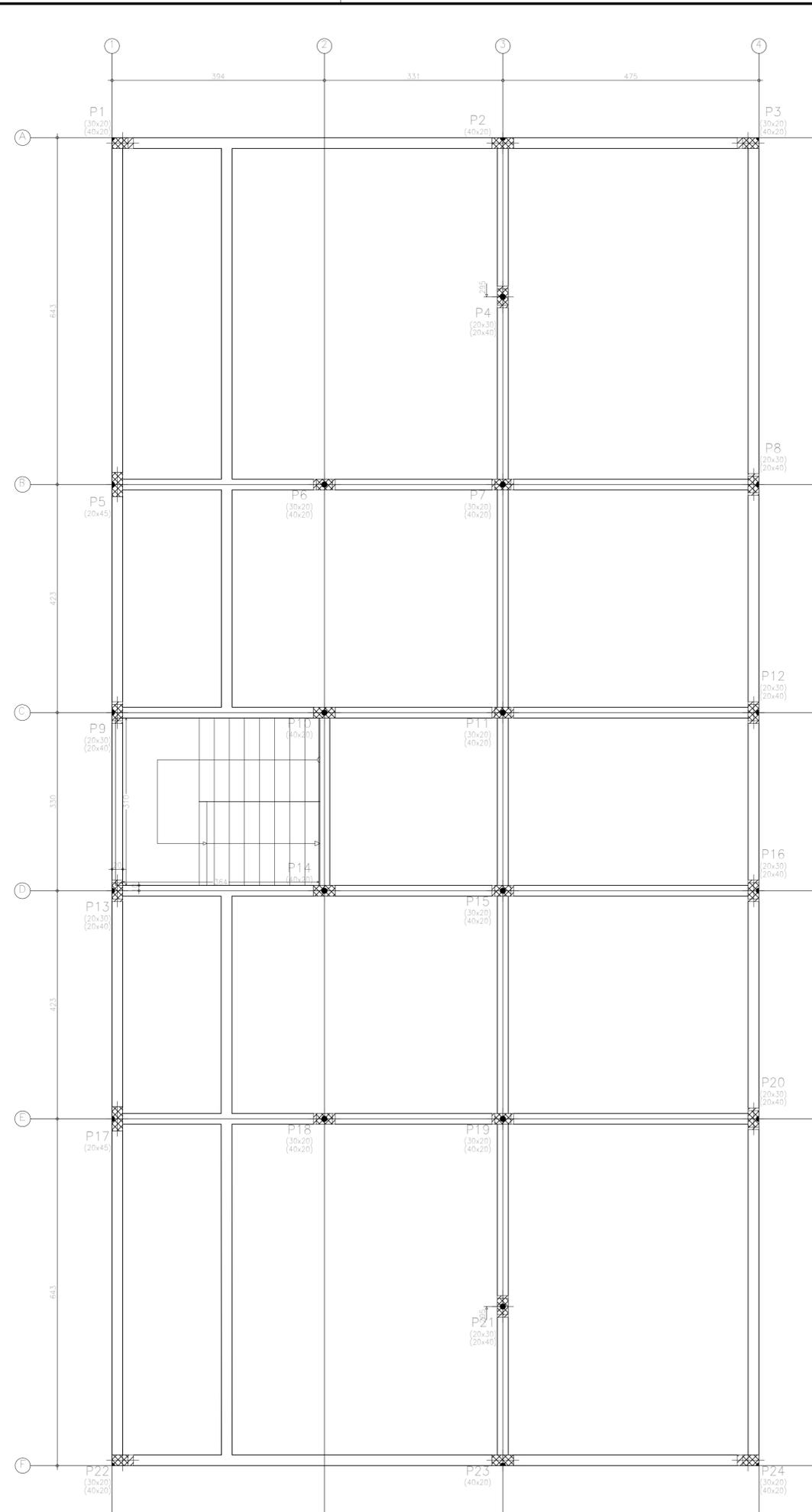
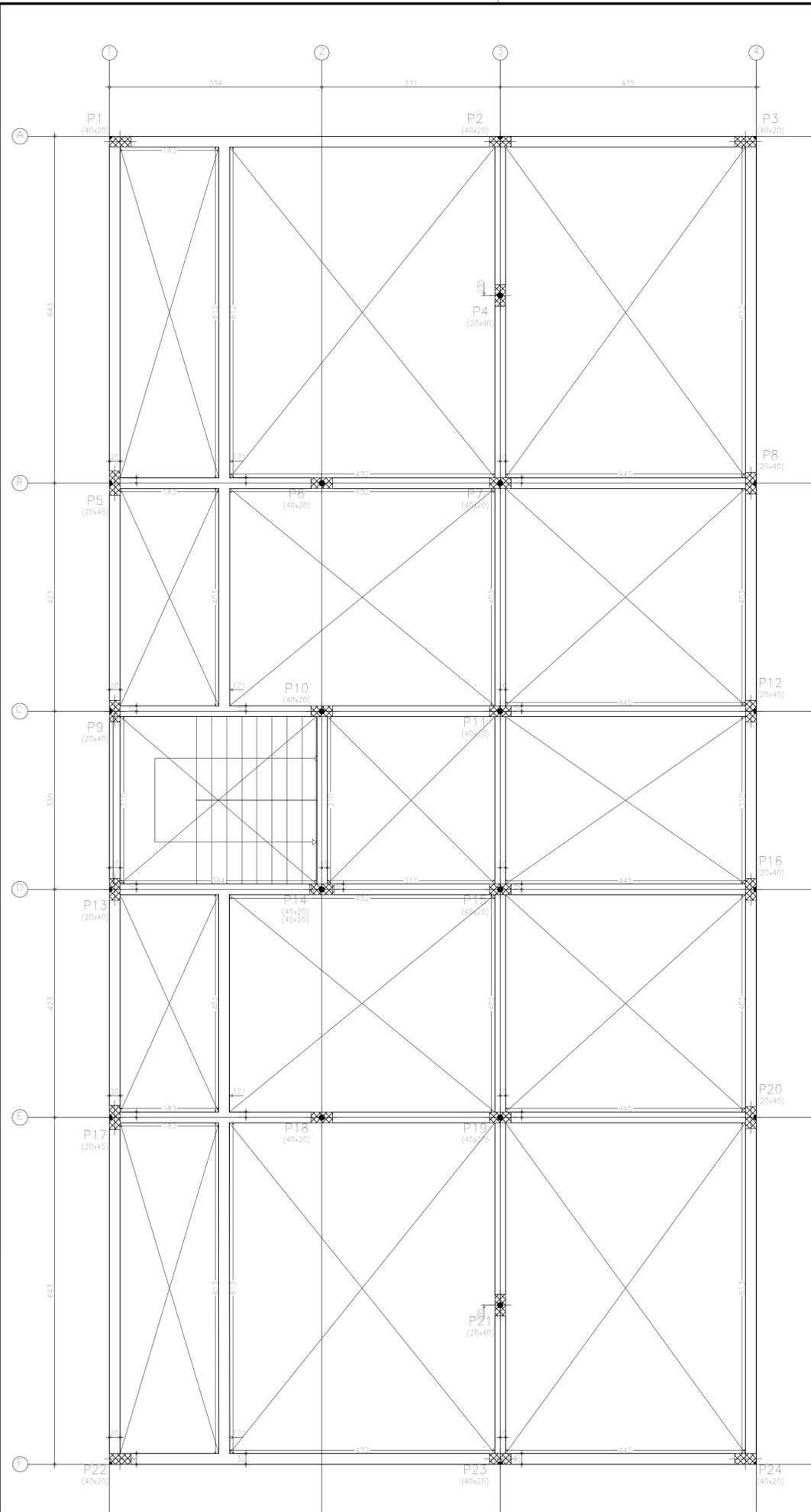


FACHADA NORTE
ESCALA : 1/100



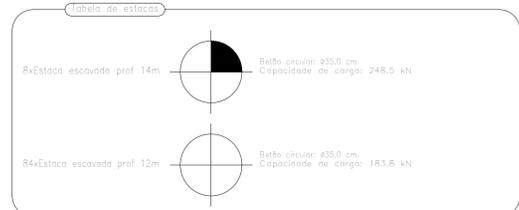
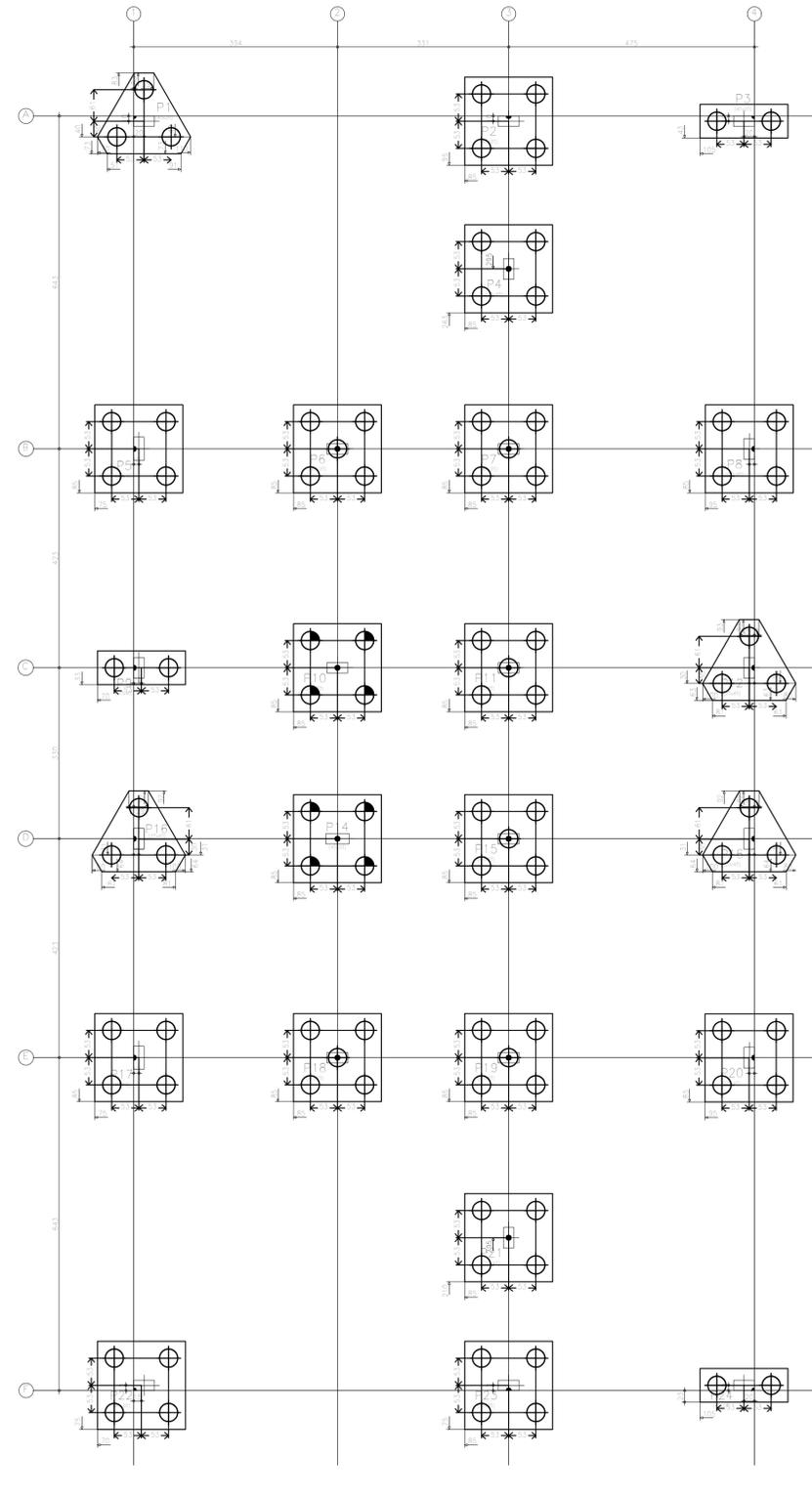
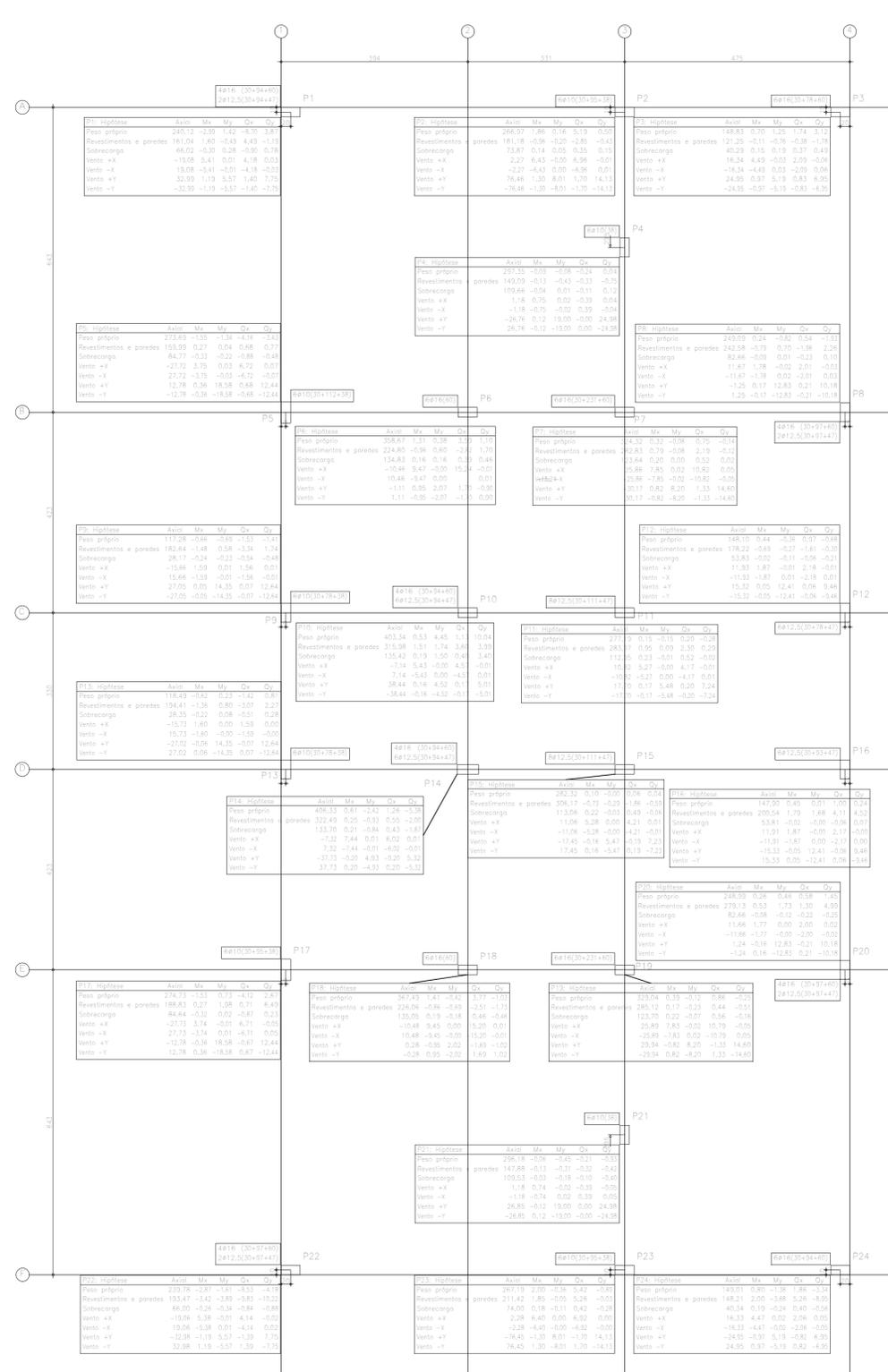
FACHADA OESTE
ESCALA : 1/100

ENDEREÇO DA OBRA: GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº. - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG	
PROPRIETÁRIO: NOME	C.P.F.: 000.000.000-00
CORREDOR / ZONA: LOCAL	
CATEGORIA DE USO: R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)	
SITUAÇÃO: VIDE NA PRANCHA	DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA NO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO. PROPRIETÁRIO: AUTOR DO PROJETO: CREA - 00.000-0 RESP. TÉCNICO: CREA - 00.000-0
INSTITUIÇÃO: UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS	
CURSO: ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO	PRANCHA: 2/3
CONTEÚDO: PLANTA BAIXA PAVTO TÉRREO / TIPO; CORTE AA; SITUAÇÃO; COBERTURA / IMPLANTAÇÃO; FACHADA FRONTAL E LATERAL ESQ.	
NOME: PATRICK COU TO BOTELHO	



ENDEREÇO DA OBRA:		GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG	
PROPRIETÁRIO:	PATRICK COUTO BOTELHO	CPF:	000.000.000-00
CORREDOR / ZONA:	LOCAL		
CATEGORIA DE USO:	R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)		
SITUAÇÃO:	DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA NO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO.		
	PROPRIETÁRIO:		
	AUTOR DO PROJETO: CREA - 00.000-0		
	RESP. TÉCNICO: CREA - 00.000-0		
INSTITUIÇÃO: UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS			
CURSO:	ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO		PRANCHETA 3/3
CONTEÚDO:	PLANTAS DE FORMA ESCALAS 1:50		

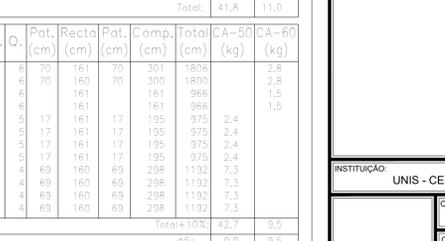
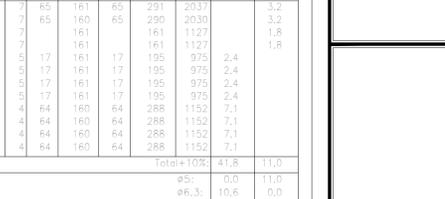
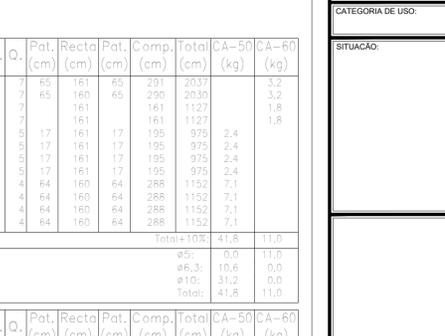
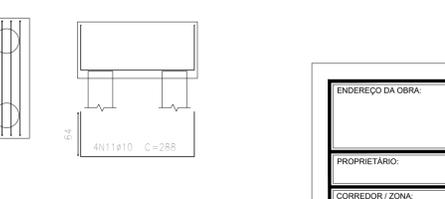
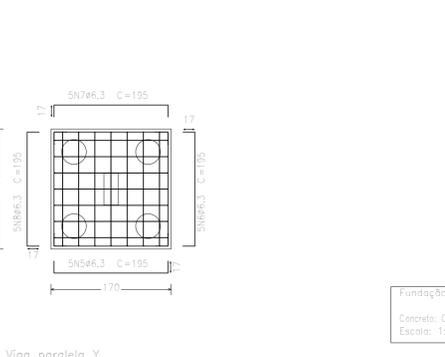
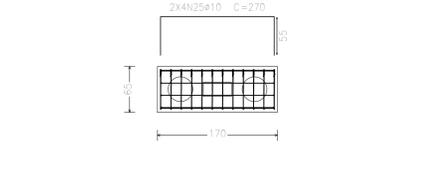
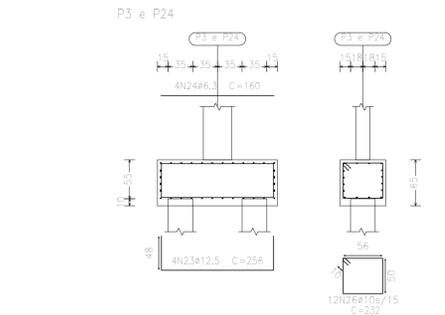
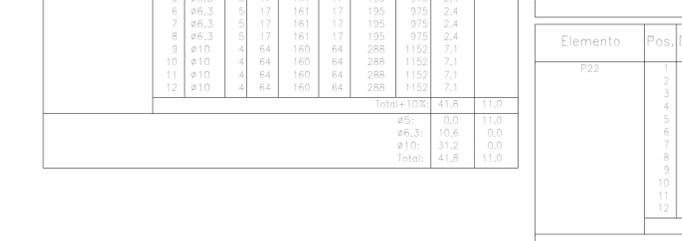
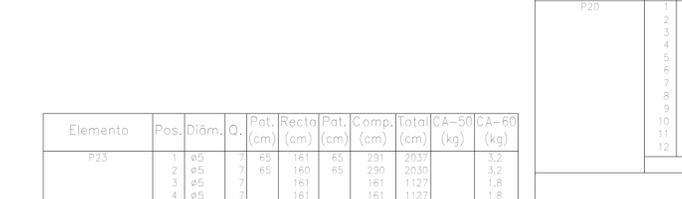
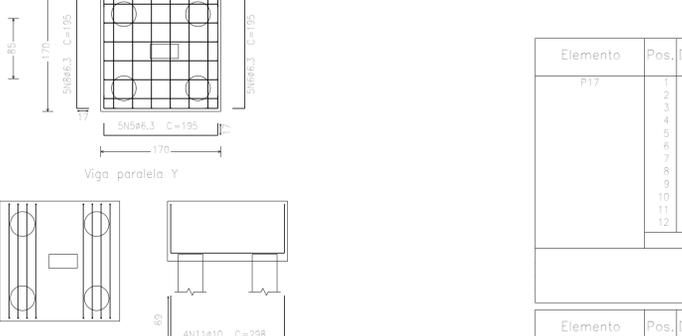
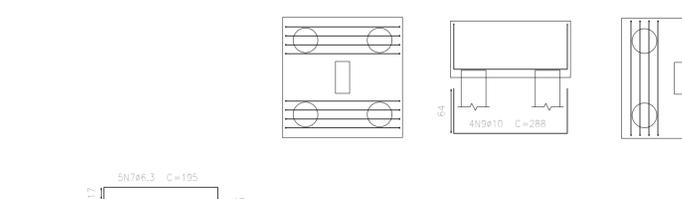
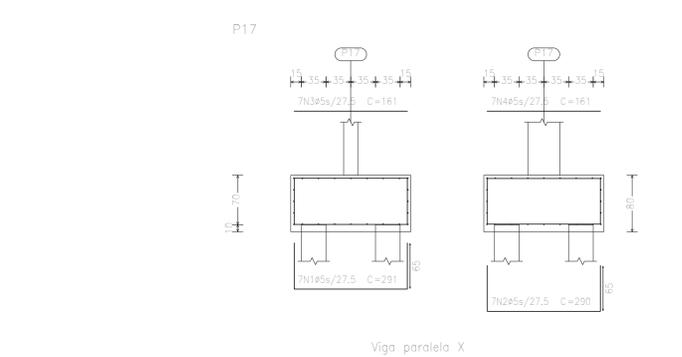
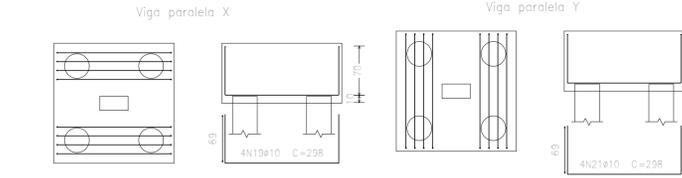
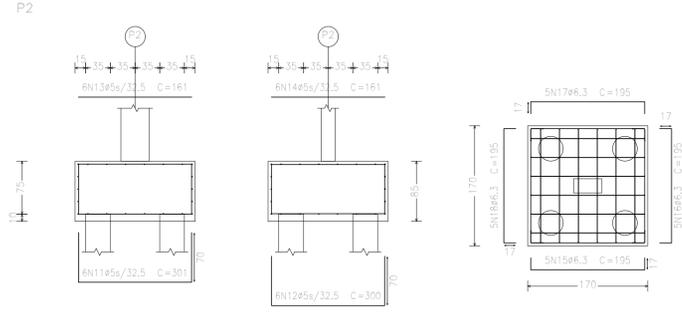
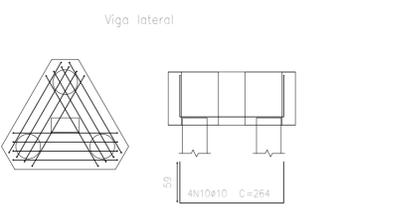
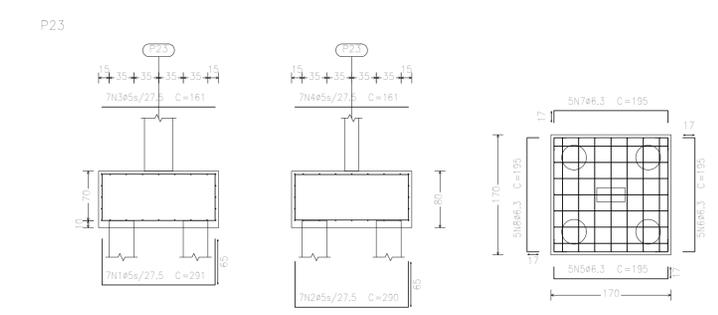
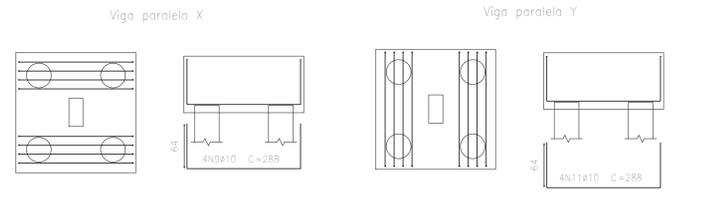
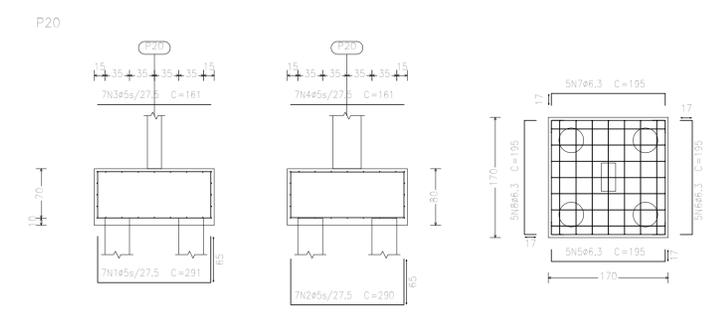
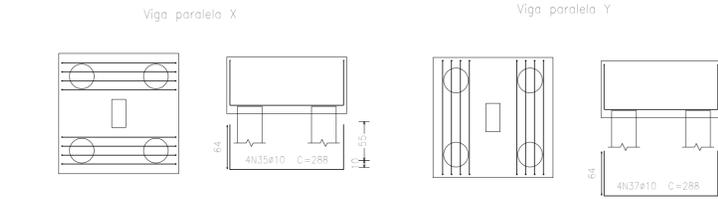
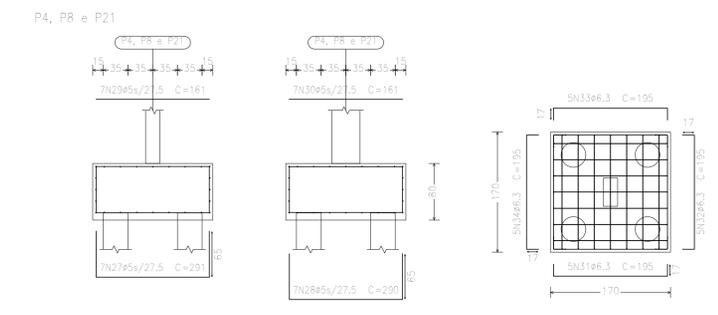
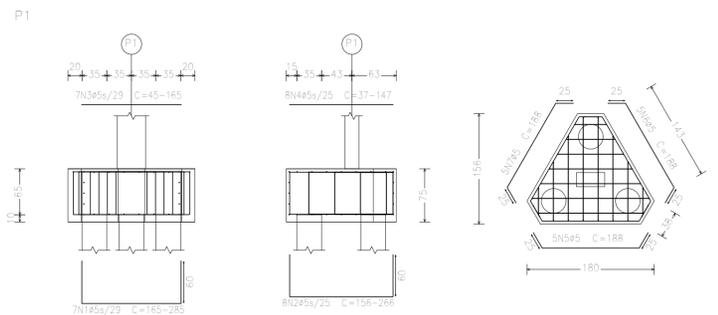
APÊNDICE B



PLANTA DE CARGA
ESCALA 1:75

LOCAÇÃO DA FUNDAÇÃO
ESCALA 1:75

ENDEREÇO DA OBRA:		GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG	
PROPRIETÁRIO:	PATRICK COUTO BOTELHO	C.P.F.:	000.000.000-00
CORREDOR / ZONA:		LOCAL	
CATEGORIA DE USO:		R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)	
SITUAÇÃO:		DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA NO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO.	
PROPRIETÁRIO:		AUTOR DO PROJETO: CREA - 00.000-0	
RESP. TÉCNICO:		CREA - 00.000-0	
INSTITUIÇÃO: UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS			
CURSO: ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO		PRANCHA	
CONTEÚDO: PLANTA DE CARGA / PLANTA DE LOCAÇÃO DA FUNDAÇÃO		1/3	



Elemento	Pos.	Diâm.	O.	Pat.	Recto	Pat.	Comp.	Total	CA-50	CA-60	
		(cm)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	
P1	1	ø5	7	VAR.	1824			1824	2,3	2,7	
	2	ø5	8	VAR.	1728			1728	2,2	2,7	
	3	ø5	7	VAR.	784			784	1,2	1,2	
	4	ø5	8	VAR.	776			776	1,2	1,2	
	5	ø6,3	5	138	25	188	940	1056	6,5	6,5	
	6	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	1,5	
	7	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	1,5	
	8	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	9	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	10	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
Total+10%									21,5	13,3	
P2	11	ø5	6	70	161	70	301	1806	2,8	2,8	
	12	ø5	6	70	160	70	300	1800	2,8	2,8	
	13	ø5	6	161			161	966	1,5	1,5	
	14	ø5	6	161			161	966	1,5	1,5	
	15	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	16	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	17	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	18	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	19	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	20	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	21	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	Total+10%									42,7	9,5
P3=P24	23	ø12,5	4	48	160	48	258	1024	9,9	1,6	
	24	ø6,3	4	160			160	640	1,6	1,6	
	25	ø10	8	270			270	2160	13,3	13,3	
	26	ø10	12	232			232	2784	17,2	17,2	
Total+10%									46,2	32,4	
P4=P8=P21	27	ø5	7	65	161	65	291	2037	3,2	3,2	
	28	ø5	7	65	160	65	290	2030	3,2	3,2	
	29	ø5	7	161			161	1127	1,8	1,8	
	30	ø5	7	161			161	1127	1,8	1,8	
	31	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	32	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	33	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	34	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	35	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	36	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	37	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	Total+10%									41,8	11,0
P9	39	ø12,5	4	48	160	48	258	1024	9,9	1,6	
	40	ø6,3	4	160			160	640	1,6	1,6	
	41	ø10	8	270			270	2160	13,3	13,3	
	42	ø10	12	232			232	2784	17,2	17,2	
Total+10%									46,2	32,4	
									ø5:	0,0	55,8
									ø6,3:	47,8	0,0
									ø10:	247,7	0,0
									ø12,5:	32,7	0,0
									Total:	328,2	55,8

Resumo Aço Fundação	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
CA-50 ø6,3	870,1	234	
ø10	944,3	640	
ø12,5	122,6	130	1004
CA-60 ø5	1323,2	229	229
Total			1233

Fundação
Concreto: C25, em geral
Escala: 1:50

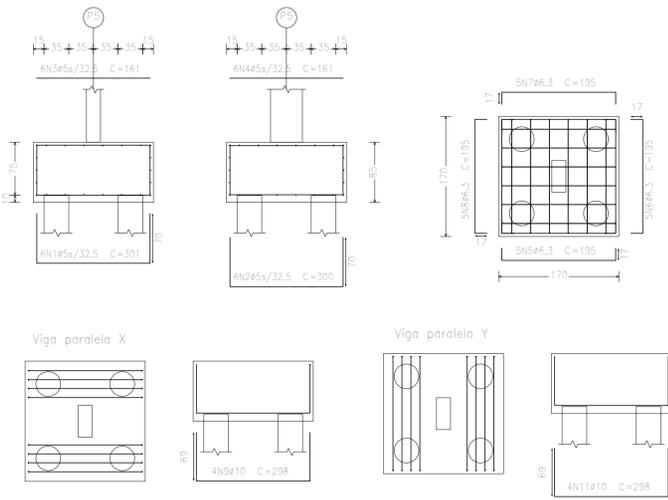
Elemento	Pos.	Diâm.	O.	Pat.	Recto	Pat.	Comp.	Total	CA-50	CA-60	
		(cm)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	
P17	1	ø5	7	65	161	65	291	2037	3,2	3,2	
	2	ø5	7	65	160	65	290	2030	3,2	3,2	
	3	ø5	7	161			161	1127	1,8	1,8	
	4	ø5	7	161			161	1127	1,8	1,8	
	5	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	6	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	7	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	8	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	9	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	10	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	11	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	12	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
Total+10%									41,8	11,0	
									ø5:	0,0	11,0
									ø6,3:	10,6	0,0
									ø10:	31,2	0,0
									Total:	41,8	11,0

Elemento	Pos.	Diâm.	O.	Pat.	Recto	Pat.	Comp.	Total	CA-50	CA-60	
		(cm)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	
P20	1	ø5	7	65	161	65	291	2037	3,2	3,2	
	2	ø5	7	65	160	65	290	2030	3,2	3,2	
	3	ø5	7	161			161	1127	1,8	1,8	
	4	ø5	7	161			161	1127	1,8	1,8	
	5	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	6	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	7	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	8	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	9	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	10	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	11	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
	12	ø10	4	64	160	64	288	1152	7,1	7,1	
Total+10%									41,8	11,0	
									ø5:	0,0	11,0
									ø6,3:	10,6	0,0
									ø10:	31,2	0,0
									Total:	41,8	11,0

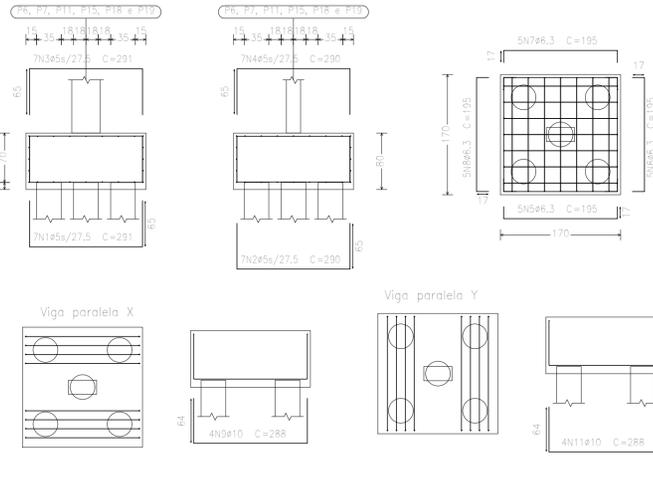
Elemento	Pos.	Diâm.	O.	Pat.	Recto	Pat.	Comp.	Total	CA-50	CA-60	
		(cm)		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kg)	(kg)	
P22	1	ø5	6	70	161	70	301	1806	2,8	2,8	
	2	ø5	6	70	160	70	300	1800	2,8	2,8	
	3	ø5	6	161			161	966	1,5	1,5	
	4	ø5	6	161			161	966	1,5	1,5	
	5	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	6	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	7	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	8	ø6,3	5	17	161	17	195	975	2,4	2,4	
	9	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	10	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	11	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
	12	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	7,3	
Total+10%									42,7	9,5	
									ø5:	0,0	9,5
									ø6,3:	10,6	0,0
									ø10:	32,1	0,0
									Total:	42,7	9,5

ENDEREÇO DA OBRA:		GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG	
PROPRIETÁRIO:	PATRICK COUTO BOTELHO	CPF:	000.000.000-00
CORREDOR / ZONA:	LOCAL		
CATEGORIA DE USO:	R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)		
SITUAÇÃO:	DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA NO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO.		
PROPRIETÁRIO:	[assinatura]		
AUTOR DO PROJETO:	CREA - 00.000-0		
RESP. TECNICO:	CREA - 00.000-0		
INSTITUIÇÃO:	UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS		
CURSO:	ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO		
CONTEÚDO:	DETALHAMENTO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS ESCALAS 1:50		

P5



P6, P7, P11, P15, P18 e P19



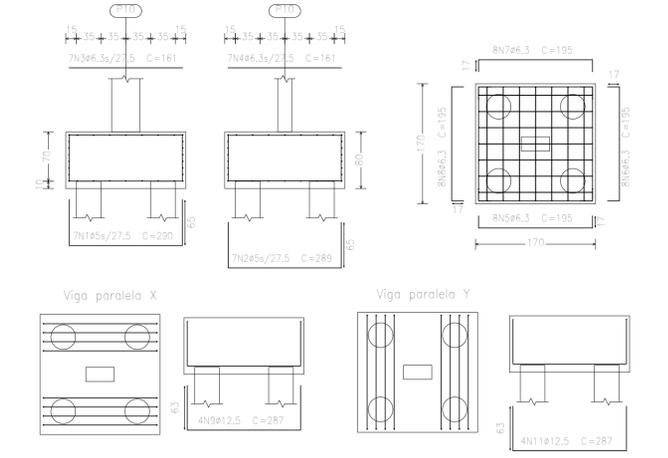
Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
P5	1	ø5	7	65	161	75	301	1856	2,8	
	2	ø5	7	65	160	70	300	1800	2,8	
	3	ø5	7	65	161	70	301	1856	2,8	
	4	ø5	7	65	160	70	300	1800	2,8	
	5	ø6,3	8	17	161	17	195	975	2,4	
	6	ø6,3	8	17	161	17	195	975	2,4	
	7	ø6,3	8	17	161	17	195	975	2,4	
	8	ø6,3	8	17	161	17	195	975	2,4	
	9	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	
	10	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	
	11	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	
	12	ø10	4	69	160	69	298	1192	7,3	
Total+10%									42,7	9,5
ø5:									0,0	0,0
ø6,3:									10,6	0,0
ø10:									32,1	0,0
Total:									42,7	9,5

Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
P10	1	ø5	7	65	160	65	290	2030	3,2	
	2	ø5	7	65	159	65	289	2023	3,2	
	3	ø6,3	8	17	161	17	195	1560	3,8	
	4	ø6,3	8	17	161	17	195	1560	3,8	
	5	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	6	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	7	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	8	ø6,3	8	17	161	17	195	1560	3,8	
	9	ø12,5	4	63	161	63	287	1148	11,1	
	10	ø12,5	4	63	161	63	287	1148	11,1	
	11	ø12,5	4	63	161	63	287	1148	11,1	
	12	ø12,5	4	63	161	63	287	1148	11,1	
Total+10%									71,7	7,0
ø5:									0,0	0,0
ø6,3:									22,9	0,0
ø12,5:									48,8	0,0
Total:									71,7	7,0

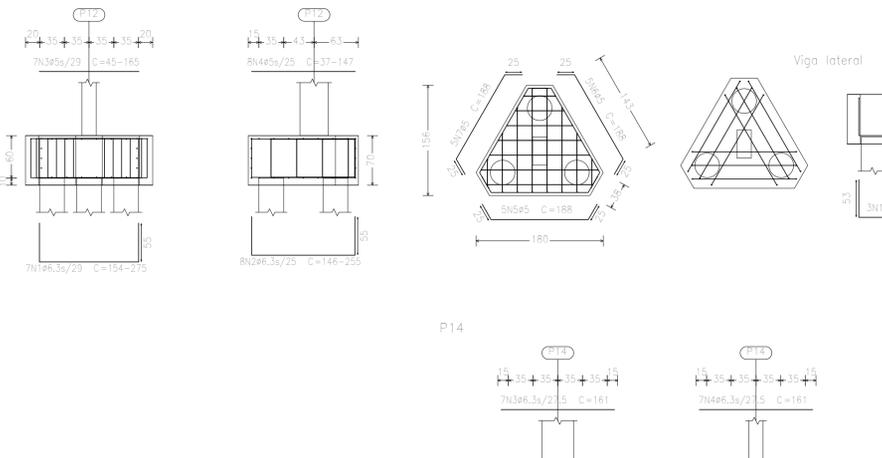
Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
P12	1	ø6,3	7	65	160	65	290	2030	3,2	
	2	ø5	7	65	159	65	289	2023	3,2	
	3	ø6,3	7	65	161	65	291	2037	3,2	
	4	ø6,3	7	65	160	65	290	2030	3,2	
	5	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	6	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	7	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	8	ø6,3	8	17	161	17	195	1560	3,8	
	9	ø10	3	53	147	53	253	759	4,7	
	10	ø10	3	53	147	53	253	759	4,7	
	11	ø12,5	4	63	161	63	287	1148	11,1	
	12	ø12,5	4	63	161	63	287	1148	11,1	
Total+10%									24,1	7,6
ø5:									0,0	0,0
ø6,3:									8,6	0,0
ø10:									15,5	0,0
ø12,5:									48,8	0,0
Total:									24,1	7,6

Resumo Aço	Comp. total	Peso+10%	Total
CA-50	ø6.3	870,1	234
	ø10	944,3	640
	ø12,5	122,6	130
CA-60	ø5	1323,2	229
Total			1233

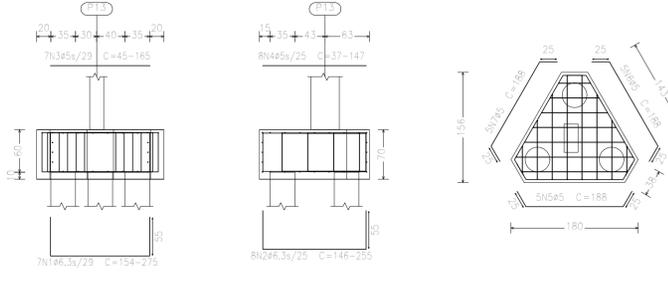
P10



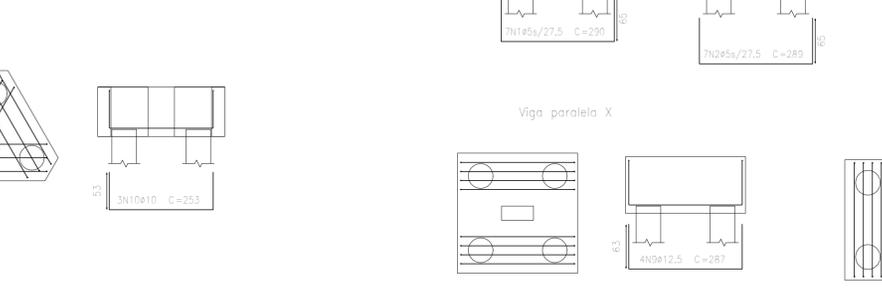
P12



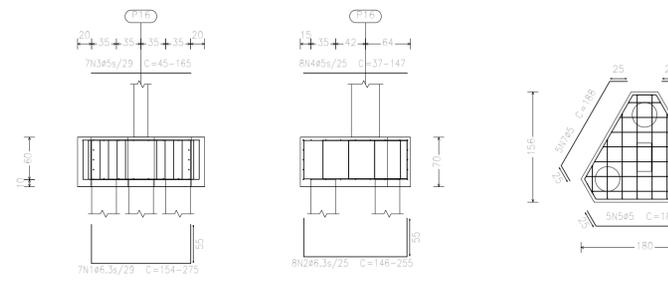
P13



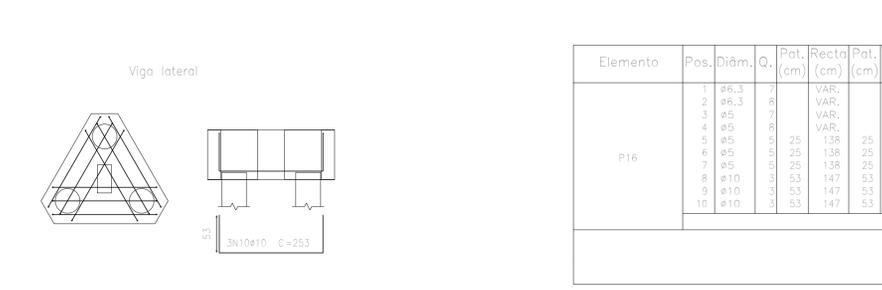
P14



P16



P16



Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)
P16	1	ø6,3	7	65	160	65	290	2030	3,8	
	2	ø6,3	8	17	161	17	195	1560	4,0	
	3	ø5	7	65	161	65	291	2037	1,2	
	4	ø5	7	65	160	65	290	2030	1,2	
	5	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	6	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	7	ø5	5	25	138	25	188	940	1,5	
	8	ø10	3	53	147	53	253	759	4,7	
	9	ø10	3	53	147	53	253	759	4,7	
	10	ø10	3	53	147	53	253	759	4,7	
Total+10%									24,1	7,6
ø5:									0,0	7,6
ø6,3:									8,6	0,0
ø10:									15,5	0,0
Total:									24,1	7,6

ENDEREÇO DA OBRA: GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº. - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG

PROPRIETÁRIO: PATRICK COUTO BOTELHO C.P.F. 000.000.000-00

CORREDOR / ZONA: LOCAL

CATEGORIA DE USO: R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)

SITUAÇÃO: DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA NO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO.

PROPRIETÁRIO: _____

AUTOR DO PROJETO: CREA - 00.000-0

RESP. TECNICO: CREA - 00.000-0

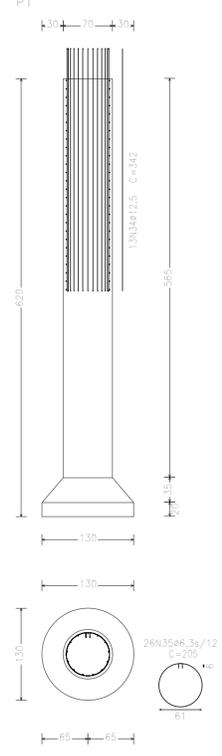
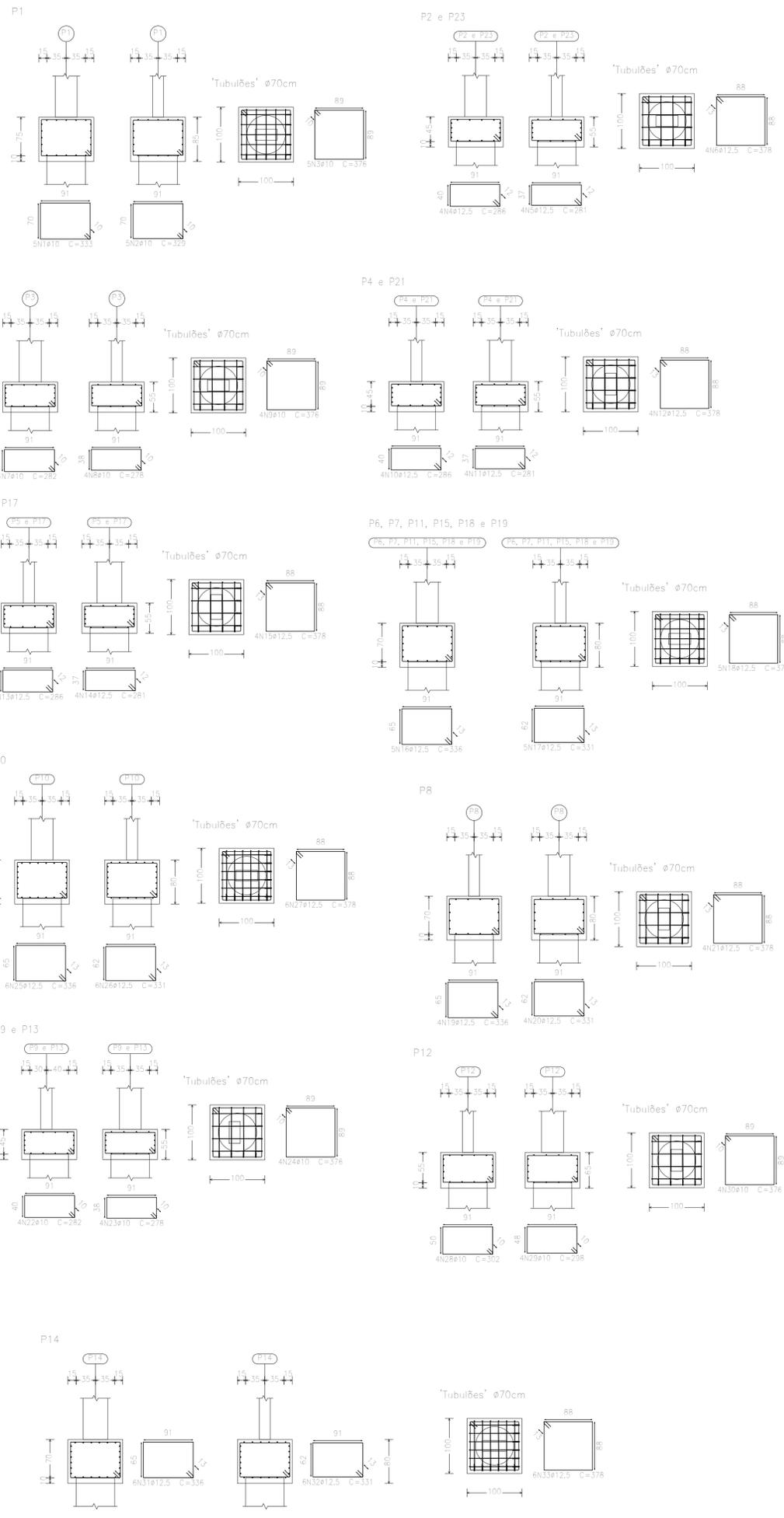
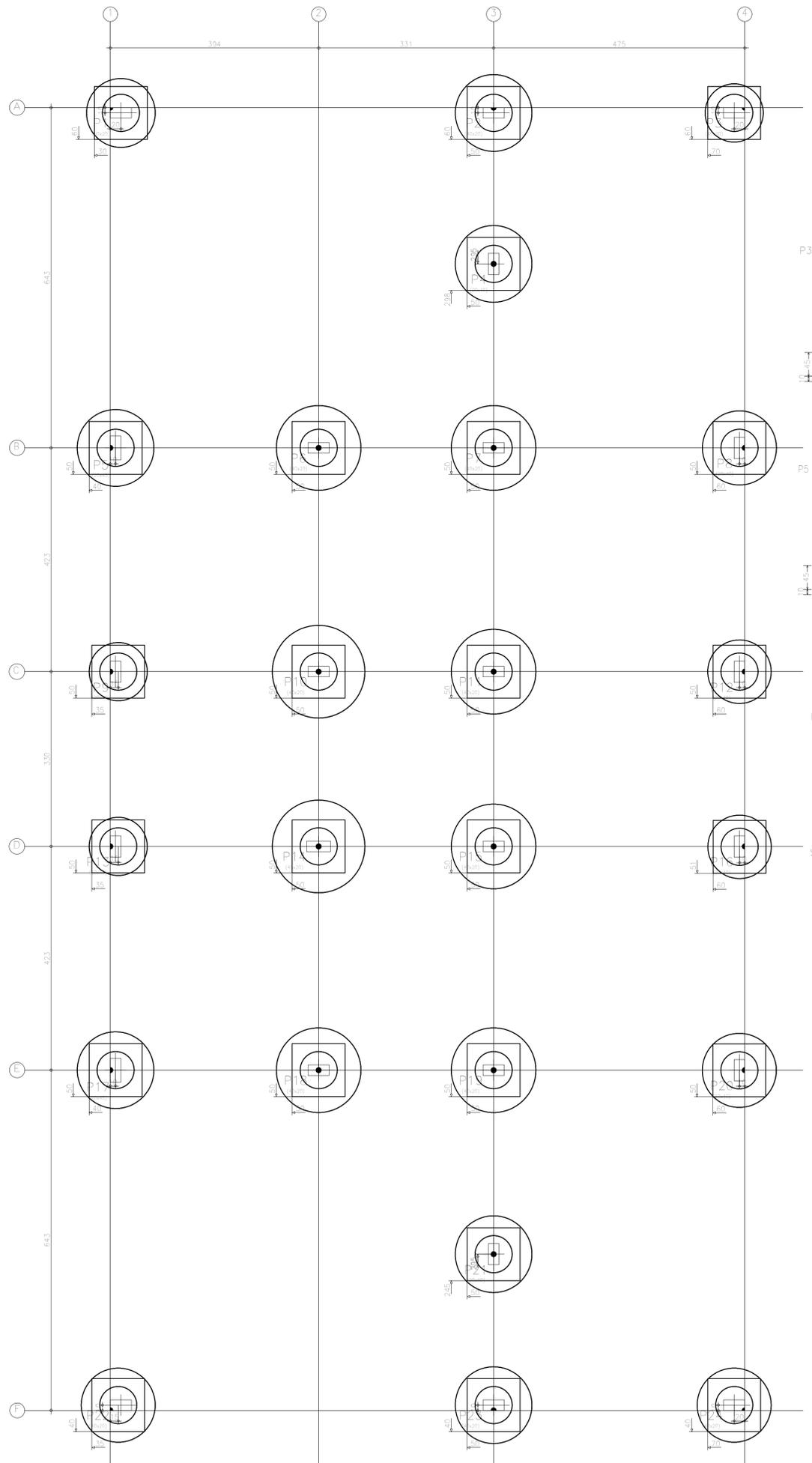
INSTITUIÇÃO: UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS

CURSO: ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO

CONTEÚDO: DETALHAMENTO DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS ESCALAS 1:50

PR ANCHA 3/3

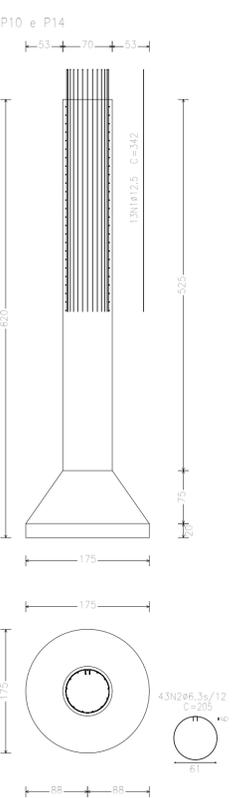
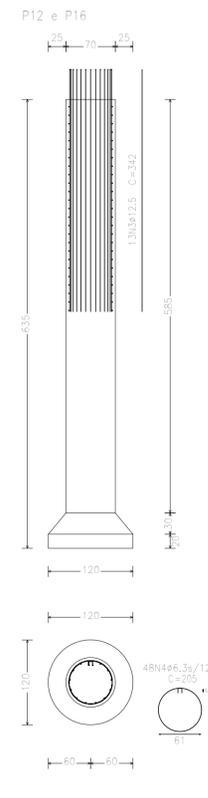
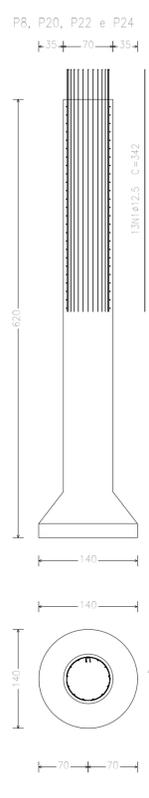
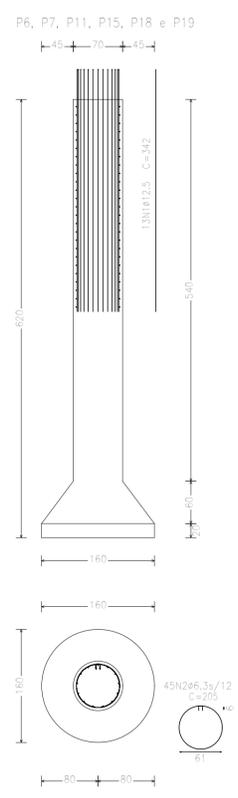
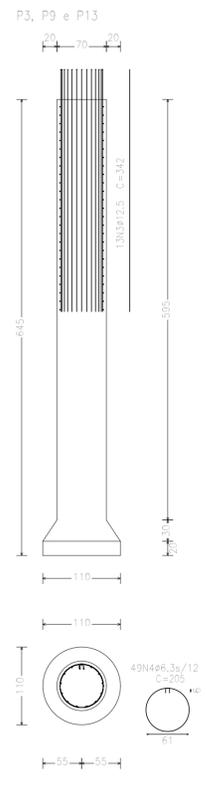
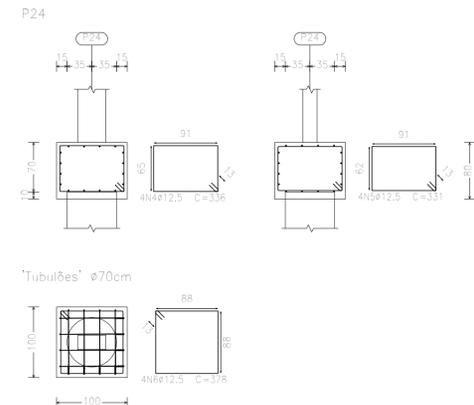
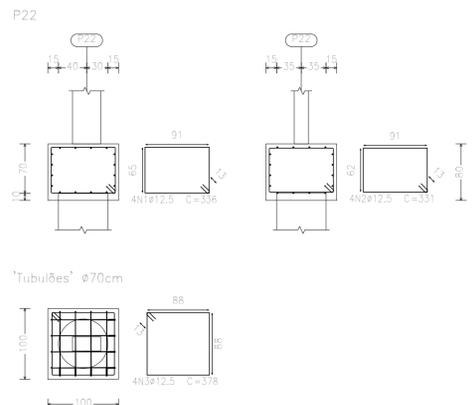
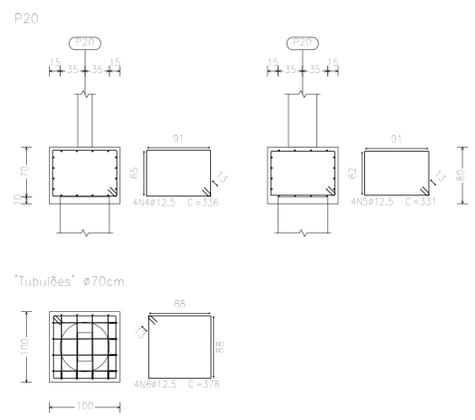
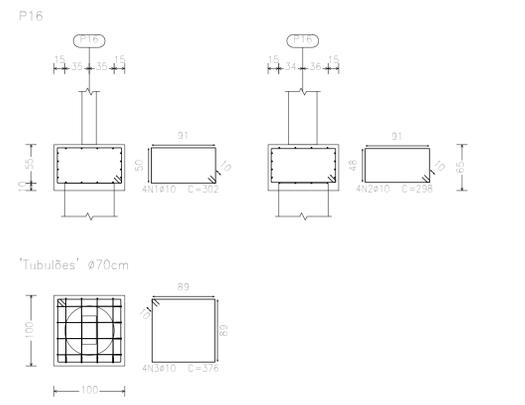
APÊNDICE C



Elemento	Pos.	Diâm. O.	Pol. (cm)	Recto (cm)	Pol. (cm)	Comp. (cm)	Vol. (m³)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P1	1	ø10	5	333	333	1865	10,3			
	2	ø10	5	329	329	1645	10,1			
	3	ø10	5	376	376	1880	11,6			
Total+10%								35,2		
P2=P23	4	ø12,5	4	286	286	1144	11,0			
	5	ø12,5	4	281	281	1124	10,8			
	6	ø12,5	4	378	378	1512	14,6			
Total+10%								40,0		
P3	7	ø10	4	282	282	1128	7,0			
	8	ø10	4	278	278	1104	6,9			
	9	ø10	4	376	376	1504	9,3			
Total+10%								25,5		
P4=P21	10	ø12,5	4	286	286	1144	11,0			
	11	ø12,5	4	281	281	1124	10,8			
	12	ø12,5	4	378	378	1512	14,6			
Total+10%								40,0		
P5=P17	13	ø12,5	4	286	286	1144	11,0			
	14	ø12,5	4	281	281	1124	10,8			
	15	ø12,5	4	378	378	1512	14,6			
Total+10%								40,0		
P6=P7=P11=P15 P18=P19	16	ø12,5	5	336	336	1868	16,2			
	17	ø12,5	5	331	331	1855	15,9			
	18	ø12,5	5	378	378	1890	18,2			
Total+10%								55,3		
P8	19	ø12,5	4	336	336	1868	16,2			
	20	ø12,5	4	331	331	1855	15,9			
	21	ø12,5	4	378	378	1890	18,2			
Total+10%								44,3		
P9=P13	22	ø10	4	282	282	1128	7,0			
	23	ø10	4	278	278	1104	6,9			
	24	ø10	4	376	376	1504	9,3			
Total+10%								25,5		
P10	25	ø12,5	6	336	336	2016	19,4			
	26	ø12,5	6	331	331	1986	19,1			
	27	ø12,5	6	378	378	2268	21,8			
Total+10%								66,3		
P12	28	ø10	4	302	302	1208	7,4			
	29	ø10	4	298	298	1192	7,3			
	30	ø10	4	376	376	1504	9,3			
Total+10%								26,4		
P14	31	ø12,5	6	336	336	2016	19,4			
	32	ø12,5	6	331	331	1986	19,1			
	33	ø12,5	6	378	378	2268	21,8			
Total+10%								66,3		
P19	34	ø12,5	3	342	342	1448	42,8			
	35	ø6,3	26	212	212	5512	13,5			
	Total+10%								61,95	
								ø6,3: 13,5	0,0	
								ø10: 138,1	0,0	
								ø12,5: 791,5	0,0	
								Total: 43,10	0,0	

Resumo Aço	Comp. total	Peso+10%	Total
CA-50	2195,0	592	3805
CA-60	242,3	164	
ø12,5	2854,3	3024	

ENDEREÇO DA OBRA: GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG	
PROPRIETÁRIO: NOME	CPF: 000.000.000-00
CORREDOR / ZONA: LOCAL	
CATEGORIA DE USO: R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)	
SITUAÇÃO:	DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA NO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO.
	PROPRIETÁRIO:
	AUTOR DO PROJETO: CREA - 00.000-0
	RESP. TÉCNICO: CREA - 00.000-0
INSTITUIÇÃO: UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS	
CURSO: ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO	PRANCHETA
CONTEÚDO: PLANTA DE LOCAÇÃO DA FUNDAÇÃO / DETALHAMENTO TUBULÃO DETALHAMENTO BLOCOS DE TRANSIÇÃO ESCALA 1:50	1/2



Resumo Aço	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Fundação	2291.9	617	
Pormenor fundação	242.3	164	
CA-50	2854.3	3024	3805

Elemento	Pos.	Diâm. (cm)	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P10=P14	1	12.5	13	342	342	4446	42.8				
	2	6.3	43	205	8815	21.6					
Total+10%									70.85		
(x2)									141.7		
									66.3	47.6	0.0
									12.5	94.16	0.0
Total:									141.8		0.0

Elemento	Pos.	Diâm. (cm)	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P16	1	10	4	302	302	1208	7.4				
	2	10	4	298	298	1192	7.3				
	3	10	4	376	376	1504	9.3				
Total+10%									26.4		
P20	4	12.5	4	336	336	1344	12.9				
	5	12.5	4	331	331	1324	12.8				
	6	12.5	4	378	378	1512	14.6				
Total+10%									44.3		
									12.5	26.4	0.0
									12.5	44.3	0.0
Total:									70.7		0.0

Elemento	Pos.	Diâm. (cm)	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P22	1	12.5	4	336	336	1344	12.9				
	2	12.5	4	331	331	1324	12.8				
	6	12.5	4	378	378	1512	14.6				
Total+10%									44.3		
P24	4	12.5	4	336	336	1344	12.9				
	5	12.5	4	331	331	1324	12.8				
	6	12.5	4	378	378	1512	14.6				
Total+10%									44.3		
									12.5	88.6	0.0
Total:									88.6		0.0

Elemento	Pos.	Diâm. (cm)	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P2=P4=P5=P17=P21 P23	1	12.5	13	342	342	4446	42.8				
	2	6.3	43	205	205	9840	24.1				
Total+10%									66.91		
(x6)									401.5		
P3=P9=P13	3	12.5	13	342	342	4446	42.8				
	4	6.3	43	205	205	10045	24.6				
Total+10%									67.40		
(x3)									202.2		
									66.3	240.3	0.0
									12.5	424.0	0.0
Total:									64.30		0.0

Elemento	Pos.	Diâm. (cm)	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P6=P7=P11=P15 P18=P19	1	12.5	13	342	342	4446	42.8				
	2	6.3	43	205	205	9225	22.6				
Total+10%									111.0		
(x6)									666.0		
									66.3	149.4	0.0
									12.5	282.5	0.0
Total:									431.9		0.0

Elemento	Pos.	Diâm. (cm)	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P8=P20=P22=P24	1	12.5	13	342	342	4446	42.8				
	2	6.3	43	205	205	9430	23.1				
Total+10%									72.50		
(x4)									289.9		
P12=P16	3	12.5	13	342	342	4446	42.8				
	4	6.3	43	205	205	9840	24.1				
Total+10%									73.60		
(x2)									147.2		
									66.3	154.6	0.0
									12.5	282.5	0.0
Total:									437.1		0.0

ENDEREÇO DA OBRA: GABRIELA REZENDE PAIVA, Nº - SANTA LUIZA - VARGINHA - MG

PROPRIETÁRIO: NOME CPF: 000.000.000-00

CORREDOR / ZONA: LOCAL

CATEGORIA DE USO: R1 (RESIDENCIAL UNIFAMILIAR)

SITUAÇÃO: DECLARO QUE A APROVAÇÃO DO PROJETO NÃO IMPLICA NO RECONHECIMENTO POR PARTE DA PREFEITURA DO DIREITO DE PROPRIEDADE DO TERRENO.

PROPRIETÁRIO: _____

AUTOR DO PROJETO: CREA - 00.000-0

RESP. TECNICO: CREA - 00.000-0

INSTITUIÇÃO: UNIS - CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS

CURSO: ENGENHARIA CIVIL / 10º PERÍODO / NOTURNO

CONTEÚDO: DETALHAMENTO BLOCO DE TRANSIÇÃO DETALHAMENTO TUBULÃO ESCALA 1:50

P R A N C H A

2/2

APÊNDICE D

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)	Ø Estaca (cm)	Ae (cm²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Rs (kN)	Tg α	Rc (kN)	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P3	Ø 10.0	26	40 20	35	961.63	25	50	349.4	489.16	105	40	42.5	60.35	55	ok	10	65	188.99	52.31	309.09	9.77	ok	4.06	ok	0.90	22.5

Armadura Principal (cm²)	Armadura Superior (cm²)	Armadura de pele (cm²/m)	B (cm)	Estribos verticais (cm²/m)
5.00	1.00	4.875	65	4.875
4 Ø 12,5 mm	4 Ø 6,3 mm	Ø 10,0 mm c/ 15 cm		Ø 10,0 mm c/ 15 cm
		Espaçamento (cm)		Espaçamento (cm)
		"s" menor ou igual		"s" menor ou igual
		18		16
		20		15
		Adotado		Adotado
		15		15

Tabela 5
Comprimento de ancoragem
aço CA50
(BOA ADERÊNCIA - COM
GANCHO)

Tabela 2
Área de armadura por
metro de largura (cm²
/m)

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)	Ø Estaca (cm)	Ae (cm²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Rs (kN)	Tg α	Rc (kN)	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P9	Ø 10.0	26	20 40	35	961.63	25	50	338.7	474.18	105	40	42.5	60.35	55	ok	10	65	183.21	52.31	299.63	9.47	ok	3.94	ok	0.90	22.5

Armadura Principal (cm²)	Armadura Superior (cm²)	Armadura de pele (cm²/m)	B (cm)	Estribos verticais (cm²/m)
4.85	0.97	4.875	65	4.875
4 Ø 12,5 mm	4 Ø 6,3 mm	Ø 10,0 mm c/ 15 cm		Ø 10,0 mm c/ 15 cm
		Espaçamento (cm)		Espaçamento (cm)
		"s" menor ou igual		"s" menor ou igual
		18		16
		20		15
		Adotado		Adotado
		15		15

Tabela 5
Comprimento de ancoragem
aço CA50
(BOA ADERÊNCIA - COM
GANCHO)

Tabela 2
Área de armadura por
metro de largura (cm²
/m)

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)	Ø Estaca (cm)	Ae (cm²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Rs (kN)	Tg α	Rc (kN)	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P24	Ø 16.0	42	40 20	35	961.63	25	50	345.6	483.84	105	40	42.5	60.35	55	ok	10	65	186.94	52.31	305.73	9.66	ok	4.02	ok	0.90	22.5

Armadura Principal (cm²)	Armadura Superior (cm²)	Armadura de pele (cm²/m)	B (cm)	Estribos verticais (cm²/m)
4.94	0.99	4.875	65	4.875
4 Ø 12,5 mm	4 Ø 6,3 mm	Ø 10,0 mm c/ 15 cm		Ø 10,0 mm c/ 15 cm
		Espaçamento (cm)		Espaçamento (cm)
		"s" menor ou igual		"s" menor ou igual
		18		16
		20		15
		Adotado		Adotado
		15		15

Tabela 5
Comprimento de ancoragem
aço CA50
(BOA ADERÊNCIA - COM
GANCHO)

Tabela 2
Área de armadura por
metro de largura (cm²
/m)

Tabela 2 - Área de armadura por metro de largura (cm²/m).

Espaçamento (cm)	Diâmetro Nominal (mm)					
	4,2	5	6,3	8	10	12,5
5	2,77	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00
5,5	2,52	3,64	5,73	9,09	14,55	22,73
6	2,31	3,33	5,25	8,33	13,33	20,83
6,5	2,13	3,08	4,85	7,69	12,31	19,23
7	1,98	2,86	4,50	7,14	11,43	17,86
7,5	1,85	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67
8	1,73	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63
8,5	1,63	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71
9	1,54	2,22	3,50	5,56	8,89	13,89
9,5	1,46	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16
10	1,39	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50
11	1,26	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36
12	1,15	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42
12,5	1,11	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00
13	1,07	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62
14	0,99	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93
15	0,92	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33
16	0,87	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81
17	0,81	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35
17,5	0,79	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14
18	0,77	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94
19	0,73	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58
20	0,69	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25
22	0,63	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68
24	0,58	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21
25	0,55	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00
26	0,53	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81
28	0,49	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46
30	0,46	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17
33	0,42	0,61	0,95	1,52	2,42	3,79

Elaborada por PINHEIRO (1994)
Diâmetros especificados pela NBR 7480.

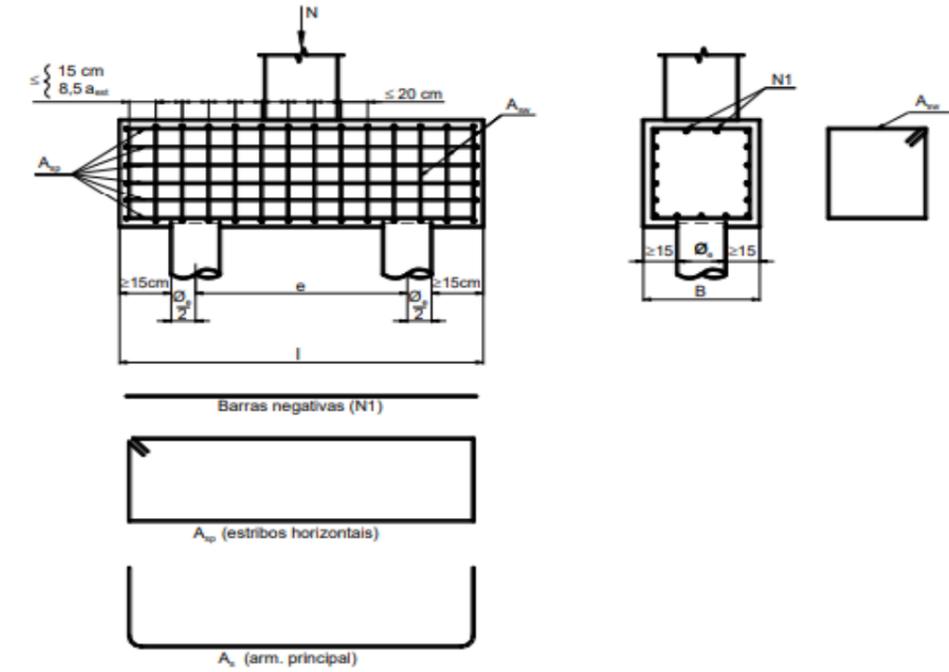
Tabela 5 - Comprimento de ancoragem para CA-50 nervurado.

φ (mm)	TABELA 3 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM ℓ_b (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-50 nervurado															
	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	303	212	250	175	215	151	191	133	172	120	157	110	145	102	136	95
	212	148	175	122	151	105	133	93	120	84	110	77	102	71	95	66

Valores de acordo com a NBR 6118/03
Nº Superior: Má Aderência ; Nº Inferior: Boa Aderência
 ℓ_b Sem e Com ganchos nas extremidades
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$



APÊNDICE E

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)	Ae (cm ²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Rs (kN)	Tg α	Rc (kN)	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P1	Ø 16.0	42	40	20	35	961.63	25	50	480.1	672.14	105	28.28	53	75	65	ok	10	75	128.36	51.29	205.10	13.80	ok	3.83	ok	0.90	22.5

Armadura Principal (cm²) 2.51 4 Ø 10,0 mm	Armadura em malha inf (cm²) 0.50 Arm malha inf adotada (cm²) 1.20 6 Ø 5,0 mm	Armadura de suspensão (cm²) 3.61 Armadura de susp (cm²/face) 1.20 6 Ø 5,0 mm	Armadura de pele (cm²) 0.94 5 Ø 5,0 mm Espaçamento (cm) "s" menor ou igual 22 20 Adotado 20	Arm malha sup cada direção (cm²) 0.75 6 Ø 5,0 mm adotei igual malha inferior
-------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)	Ae (cm ²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Rs (kN)	Tg α	Rc (kN)	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P12	Ø 12.5	33	20	40	35	961.63	25	50	405.9	568.26	105	28.28	53	75	60	ok	10	70	117.57	49.03	179.19	12.46	ok	3.46	ok	0.90	22.5

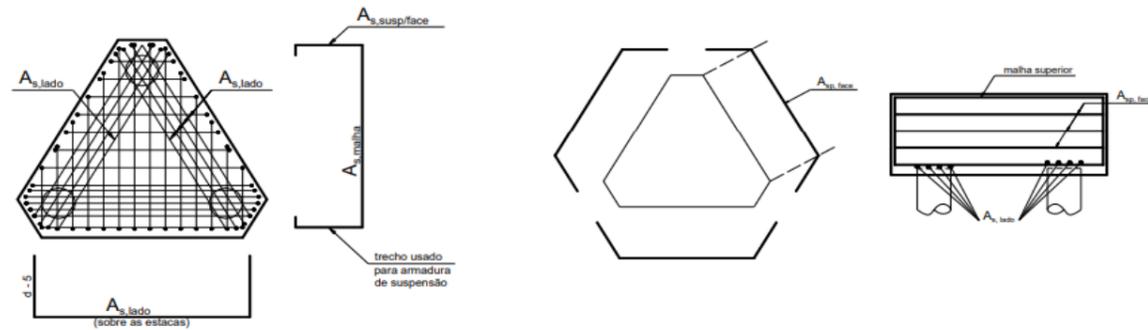
Armadura Principal (cm²) 2.29 3 Ø 10,0 mm	Armadura em malha inf (cm²) 0.46 Arm malha inf adotada (cm²) 1.02 6 Ø 5,0 mm	Armadura de suspensão (cm²) 3.05 Armadura de susp (cm²/face) 1.02 6 Ø 5,0 mm	Armadura de pele (cm²) 0.86 5 Ø 5,0 mm Espaçamento (cm) "s" menor ou igual 20 20 Adotado 20	Arm malha sup cada direção (cm²) 0.69 6 Ø 5,0 mm
-------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)	Ae (cm ²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Rs (kN)	Tg α	Rc (kN)	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P13	Ø 10.0	26	20	40	35	961.63	25	50	381.7	534.38	105	28.28	53	75	60	ok	10	70	110.56	49.03	168.51	11.72	ok	3.25	ok	0.90	22.5

Armadura Principal (cm²) 2.16 3 Ø 10,0 mm	Armadura em malha inf (cm²) 0.43 Arm malha inf adotada (cm²) 0.96 6 Ø 5,0 mm	Armadura de suspensão (cm²) 2.87 Armadura de susp (cm²/face) 0.96 6 Ø 5,0 mm	Armadura de pele (cm²) 0.81 5 Ø 5,0 mm Espaçamento (cm) "s" menor ou igual 20 20 Adotado 20	Arm malha sup cada direção (cm²) 0.65 4 Ø 5,0 mm
-------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------

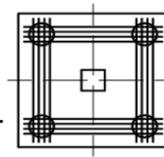
Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)	Ae (cm ²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Rs (kN)	Tg α	Rc (kN)	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P16	Ø 12.5	33	20	45	35	961.63	25	50	405.4	567.56	105	30.00	52	74	60	ok	10	70	116.26	49.31	178.21	10.97	ok	3.42	ok	0.90	22.5

Armadura Principal (cm²) 2.27 3 Ø 10,0 mm	Armadura em malha inf (cm²) 0.45 Arm malha inf adotada (cm²) 1.02 6 Ø 5,0 mm	Armadura de suspensão (cm²) 3.05 Armadura de susp (cm²/face) 1.02 6 Ø 5,0 mm	Armadura de pele (cm²) 0.85 5 Ø 5,0 mm Espaçamento (cm) "s" menor ou igual 20 20 Adotado 20	Arm malha sup cada direção (cm²) 0.68 4 Ø 5,0 mm
-------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------

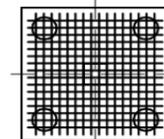


APÊNDICE F

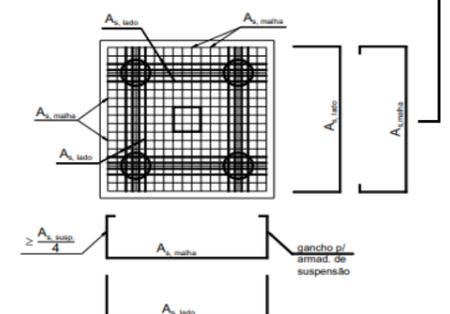
Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)	Ø Estaca (cm)	Ae (cm²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Tg α	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)	
P2	Ø 10.0	26	40 20	35	961.63	25	50	596.5	835.1	105	28.28	65	91	75	ok	10	85	49.42	18.10	ok	3.76	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.05		Armadura em malha inf (cm²)		0.76		Armadura de suspensão (cm²)		3.36		Armadura de pele (cm²)		1.53		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.22							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.84		Armadura de susp (cm²/face)		0.84		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		25		20					
				5 Ø 5,0 mm				5 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P4	Ø 10.0	26	20 40	35	961.63	25	50	580.4	812.56	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	18.71	ok	3.89	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.18		Armadura em malha inf (cm²)		0.80		Armadura de suspensão (cm²)		3.27		Armadura de pele (cm²)		1.59		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.27							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.82		Armadura de susp (cm²/face)		0.82		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P5	Ø 10.0	26	20 45	35	961.63	25	50	532.7	745.78	105	30.00	64	90	70	ok	10	80	47.73	15.13	ok	3.54	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		2.89		Armadura em malha inf (cm²)		0.72		Armadura de suspensão (cm²)		3.00		Armadura de pele (cm²)		1.45		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.16							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.75		Armadura de susp (cm²/face)		0.75		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P8	Ø 16.0	42	20 40	35	961.63	25	50	584.3	818.02	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	18.84	ok	3.92	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.21		Armadura em malha inf (cm²)		0.80		Armadura de suspensão (cm²)		3.29		Armadura de pele (cm²)		1.60		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.28							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.82		Armadura de susp (cm²/face)		0.82		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P10	Ø 16.0	42	40 20	35	961.63	25	50	884.2	1237.88	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	28.50	ok	5.93	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		4.85		Armadura em malha inf (cm²)		1.21		Armadura de suspensão (cm²)		4.98		Armadura de pele (cm²)		2.43		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.94							
4 Ø 12,5 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		1.25		Armadura de susp (cm²/face)		1.25		8 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				7 Ø 5,0 mm				7 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P14	Ø 16.0	42	45 20	35	961.63	25	50	905.1	1267.14	105	30.00	64	90	70	ok	10	80	47.73	25.71	ok	6.02	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		4.92		Armadura em malha inf (cm²)		1.23		Armadura de suspensão (cm²)		5.10		Armadura de pele (cm²)		2.46		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.97							
4 Ø 12,5 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		1.28		Armadura de susp (cm²/face)		1.28		8 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				7 Ø 5,0 mm				7 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P17	Ø 10.0	26	20 45	35	961.63	25	50	586.5	821.1	105	30.00	64	90	70	ok	10	80	47.73	16.66	ok	3.90	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.19		Armadura em malha inf (cm²)		0.80		Armadura de suspensão (cm²)		3.30		Armadura de pele (cm²)		1.59		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.27							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.83		Armadura de susp (cm²/face)		0.83		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				5 Ø 5,0 mm				5 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P20	Ø 16.0	42	20 40	35	961.63	25	50	623.1	872.34	105	28.28	65	91	75	ok	10	85	49.42	18.90	ok	3.93	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.19		Armadura em malha inf (cm²)		0.80		Armadura de suspensão (cm²)		3.51		Armadura de pele (cm²)		1.60		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.28							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.88		Armadura de susp (cm²/face)		0.88		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		25		20					
				5 Ø 5,0 mm				5 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P21	Ø 10.0	26	20 40	35	961.63	25	50	580	812	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	18.70	ok	3.89	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.18		Armadura em malha inf (cm²)		0.80		Armadura de suspensão (cm²)		3.27		Armadura de pele (cm²)		1.59		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.27							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.82		Armadura de susp (cm²/face)		0.82		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				5 Ø 5,0 mm				5 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P22	Ø 16.0	42	40 20	35	961.63	25	50	548.5	767.9	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	17.68	ok	3.68	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.01		Armadura em malha inf (cm²)		0.75		Armadura de suspensão (cm²)		3.09		Armadura de pele (cm²)		1.50		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.20							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.77		Armadura de susp (cm²/face)		0.77		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		23		20					
				4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				Adotado		20											
P23	Ø 10.0	26	40 20	35	961.63	25	50	622.6	871.64	105	28.28	65	91	75	ok	10	85	49.42	18.89	ok	3.93	ok	0.90	33.75	
Armadura Principal (cm²)		3.19		Armadura em malha inf (cm²)		0.80		Armadura de suspensão (cm²)		3.51		Armadura de pele (cm²)		1.59		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.28							
4 Ø 10,0 mm				Arm malha inf adotada (cm²)		0.88		Armadura de susp (cm²/face)		0.88		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		25		20					
				5 Ø 5,0 mm				5 Ø 5,0 mm				Adotado		20											



b) Paralela aos lados:



d) Em malha única.



APÊNDICE G

Pilar	As, pilar	lb	Dimensões (cm)		Ø Estaca (cm)	Ae (cm²)	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Nd (kN)	e (cm)	Ap (cm)	dmin (cm)	dmáx (cm)	d adot (cm)	Verificação	d' (cm)	h (cm)	Tg α	Junto Pilar (Mpa)	Verificação	Junto Estaca (Mpa)	Verificação	Kr	Tensão limite (Mpa)
P6	Ø 16.0	42	40	20	35	961.63	25	50	729.3	1021.02	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	23.51	ok	3.91	ok	0.90	33.75
Armadura Principal (cm²)		3.20		Armadura em malha inf (cm²)		0.80		Armadura de suspensão (cm²)		3.29		Armadura de pele (cm²)		1.60		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.28							
4 Ø 10,0 mm		Arm malha inf adotada (cm²)		0.82		Armadura de susp (cm²/face)		0.82		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		7 Ø 5,0 mm									
		4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				23		20													
								Adotado		20															
P7	Ø 16.0	42	40	20	35	961.63	25	50	734.6	1028.44	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	23.68	ok	3.94	ok	0.90	33.75
Armadura Principal (cm²)		3.22		Armadura em malha inf (cm²)		0.81		Armadura de suspensão (cm²)		3.31		Armadura de pele (cm²)		1.61		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.29							
4 Ø 10,0 mm		Arm malha inf adotada (cm²)		0.83		Armadura de susp (cm²/face)		0.83		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		7 Ø 5,0 mm									
		4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				23		20													
								Adotado		20															
P11	Ø 16.0	42	40	20	35	961.63	25	50	701.2	981.68	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	22.60	ok	3.76	ok	0.90	33.75
Armadura Principal (cm²)		3.08		Armadura em malha inf (cm²)		0.77		Armadura de suspensão (cm²)		3.16		Armadura de pele (cm²)		1.54		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.23							
4 Ø 10,0 mm		Arm malha inf adotada (cm²)		0.79		Armadura de susp (cm²/face)		0.79		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		7 Ø 5,0 mm									
		4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				23		20													
								Adotado		20															
P15	Ø 16.0	42	40	20	35	961.63	25	50	707.6	990.64	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	22.81	ok	3.80	ok	0.90	33.75
Armadura Principal (cm²)		3.11		Armadura em malha inf (cm²)		0.78		Armadura de suspensão (cm²)		3.19		Armadura de pele (cm²)		1.55		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.24							
4 Ø 10,0 mm		Arm malha inf adotada (cm²)		0.80		Armadura de susp (cm²/face)		0.80		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		7 Ø 5,0 mm									
		4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				23		20													
								Adotado		20															
P18	Ø 16.0	42	40	20	35	961.63	25	50	738.4	1033.76	105	28.28	65	91	70	ok	10	80	47.46	23.80	ok	3.96	ok	0.90	33.75
Armadura Principal (cm²)		3.24		Armadura em malha inf (cm²)		0.81		Armadura de suspensão (cm²)		3.33		Armadura de pele (cm²)		1.62		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.30							
4 Ø 10,0 mm		Arm malha inf adotada (cm²)		0.83		Armadura de susp (cm²/face)		0.83		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		7 Ø 5,0 mm									
		4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				23		20													
								Adotado		20															
P19	Ø 16.0	42	40	20	35	961.63	25	50	790.7	1106.98	105	28.28	65	91	75	ok	10	85	49.42	23.99	ok	3.99	ok	0.90	33.75
Armadura Principal (cm²)		3.24		Armadura em malha inf (cm²)		0.81		Armadura de suspensão (cm²)		3.56		Armadura de pele (cm²)		1.62		Arm malha sup cada direção (cm²)		1.30							
4 Ø 10,0 mm		Arm malha inf adotada (cm²)		0.89		Armadura de susp (cm²/face)		0.89		5 Ø 6,3 mm		Espaçamento (cm)		"s" menor ou igual		7 Ø 5,0 mm									
		4 Ø 5,0 mm				4 Ø 5,0 mm				25		20													
								Adotado		20															

APÊNDICE H

Pilar	Dimensões (cm)		Ap (cm)	Ø As, pilar(cm)	lb	Concreto	Aço CA	Nk (kN)	Ø Fuste (cm)	Lx (cm)	Ly (cm)	d (cm)	h (cm)	Ppb (kN)	Nd (kN)
P1	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	480.1	70	100	100	70.4	80	20	700.28
P2	40	20	28.28	1.00	44	25	50	596.5	70	100	100	44	54	14	854
P3	40	20	28.28	1.00	44	25	50	349.4	70	100	100	44	54	14	508.06
P4	40	20	28.28	1.00	44	25	50	580.4	70	100	100	44	54	14	831.46
P5	20	45	30.00	1.00	44	25	50	532.7	70	100	100	44	54	14	764.68
P6	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	729.3	70	100	100	70.4	80	20	1049.16
P7	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	734.6	70	100	100	70.4	80	20	1056.58
P8	20	40	28.28	1.60	70.4	25	50	584.3	70	100	100	70.4	80	20	846.16
P9	20	40	28.28	1.00	44	25	50	338.7	70	100	100	44	54	14	493.08
P10	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	884.2	70	100	100	70.4	80	20	1266.02
P11	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	701.2	70	100	100	70.4	80	20	1009.82
P12	20	40	28.28	1.25	55	25	50	405.9	70	100	100	55	65	16	591.01
P13	20	40	28.28	1.00	44	25	50	381.7	70	100	100	44	54	14	553.28
P14	45	20	30.00	1.60	70.4	25	50	905.1	70	100	100	70.4	80	20	1295.28
P15	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	707.6	70	100	100	70.4	80	20	1018.78
P16	20	45	30.00	1.25	55	25	50	405.4	70	100	100	55	65	16	590.31
P17	20	45	30.00	1.00	44	25	50	586.5	70	100	100	44	54	14	840
P18	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	738.4	70	100	100	70.4	80	20	1061.9
P19	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	790.7	70	100	100	70.4	80	20	1135.12
P20	20	40	28.28	1.60	70.4	25	50	623.1	70	100	100	70.4	80	20	900.48
P21	40	20	28.28	1.00	44	25	50	580	70	100	100	44	54	14	830.9
P22	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	548.5	70	100	100	70.4	80	20	796.04
P23	40	20	28.28	1.00	44	25	50	622.6	70	100	100	44	54	14	890.54
P24	40	20	28.28	1.60	70.4	25	50	345.6	70	100	100	70.4	80	20	511.98

Pilar	As horizont (cm²)	Ø escolhido	Espaç (cm)	As, vertical (cm²)	Ø escolhido	Espaç (cm)
P1	4.03	5Ø10,0 mm	16	4.03	5Ø10,0 mm	16
P2	4.91	4Ø12,5 mm	13	4.91	4Ø12,5 mm	13
P3	2.92	4Ø10,0 mm	13	2.92	4Ø10,0 mm	13
P4	4.78	4Ø12,5 mm	13	4.78	4Ø12,5 mm	13
P5	4.40	4Ø12,5 mm	13	4.40	4Ø12,5 mm	13
P6	6.03	5Ø12,5 mm	16	6.03	5Ø12,5 mm	16
P7	6.08	5Ø12,5 mm	16	6.08	5Ø12,5 mm	16
P8	4.87	4Ø12,5 mm	22	4.87	4Ø12,5 mm	22
P9	2.84	4Ø10,0 mm	13	2.84	4Ø10,0 mm	13
P10	7.28	6Ø12,5 mm	13	7.28	6Ø12,5 mm	13
P11	5.81	5Ø12,5 mm	16	5.81	5Ø12,5 mm	16
P12	3.40	4Ø10,0 mm	17	3.40	4Ø10,0 mm	17
P13	3.18	4Ø10,0 mm	13	3.18	4Ø10,0 mm	13
P14	7.45	6Ø12,5 mm	13	7.45	6Ø12,5 mm	13
P15	5.86	5Ø12,5 mm	16	5.86	5Ø12,5 mm	16
P16	3.39	4Ø10,0 mm	17	3.39	4Ø10,0 mm	17
P17	4.83	4Ø12,5 mm	13	4.83	4Ø12,5 mm	13
P18	6.11	5Ø12,5 mm	16	6.11	5Ø12,5 mm	16
P19	6.53	5Ø12,5 mm	16	6.53	5Ø12,5 mm	16
P20	5.18	4Ø12,5 mm	22	5.18	4Ø12,5 mm	22
P21	4.78	4Ø12,5 mm	13	4.78	4Ø12,5 mm	13
P22	4.58	4Ø12,5 mm	22	4.58	4Ø12,5 mm	22
P23	5.12	4Ø12,5 mm	13	5.12	4Ø12,5 mm	13
P24	2.94	4Ø10,0 mm	22	2.94	4Ø10,0 mm	22

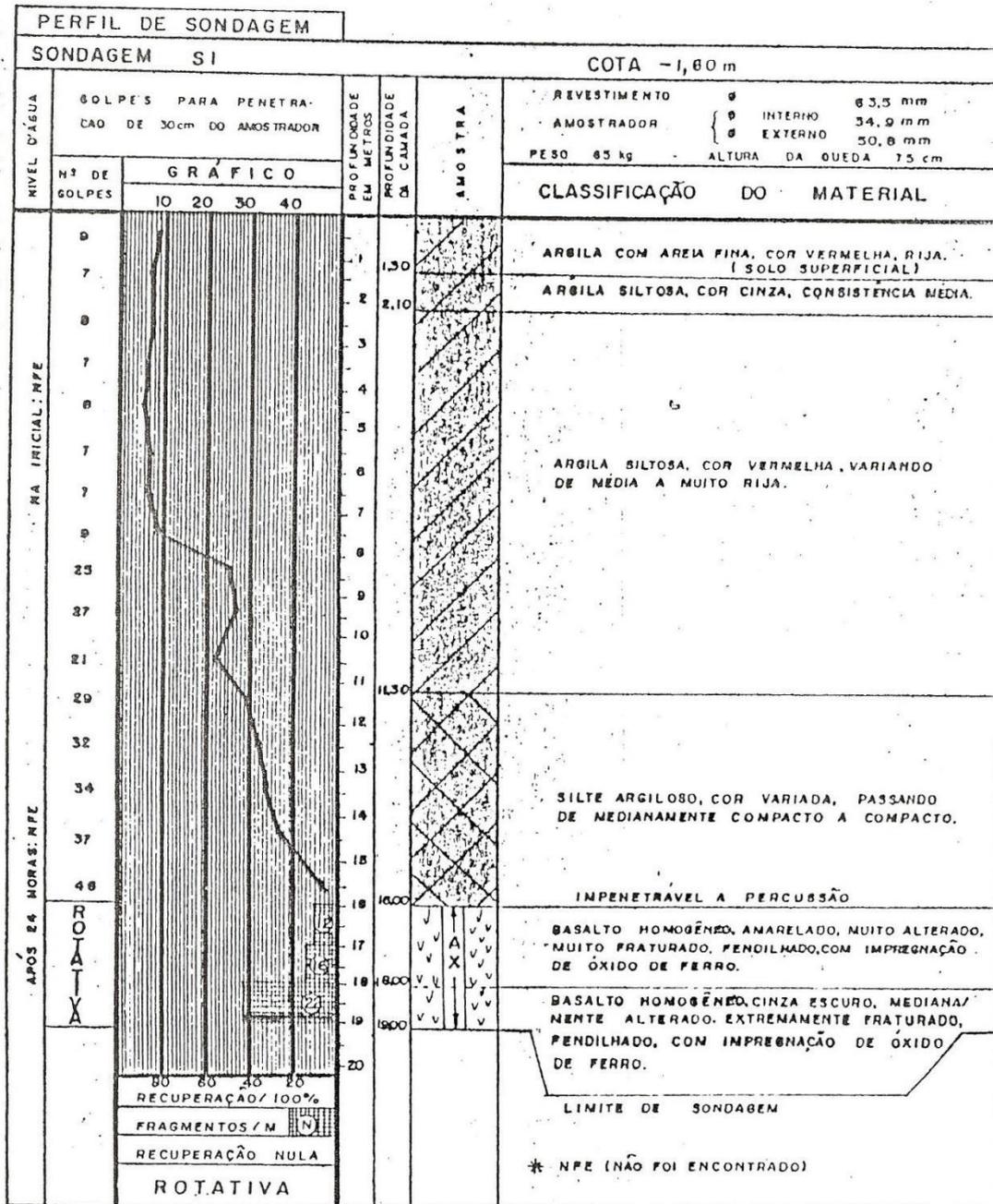
APÊNDICE I

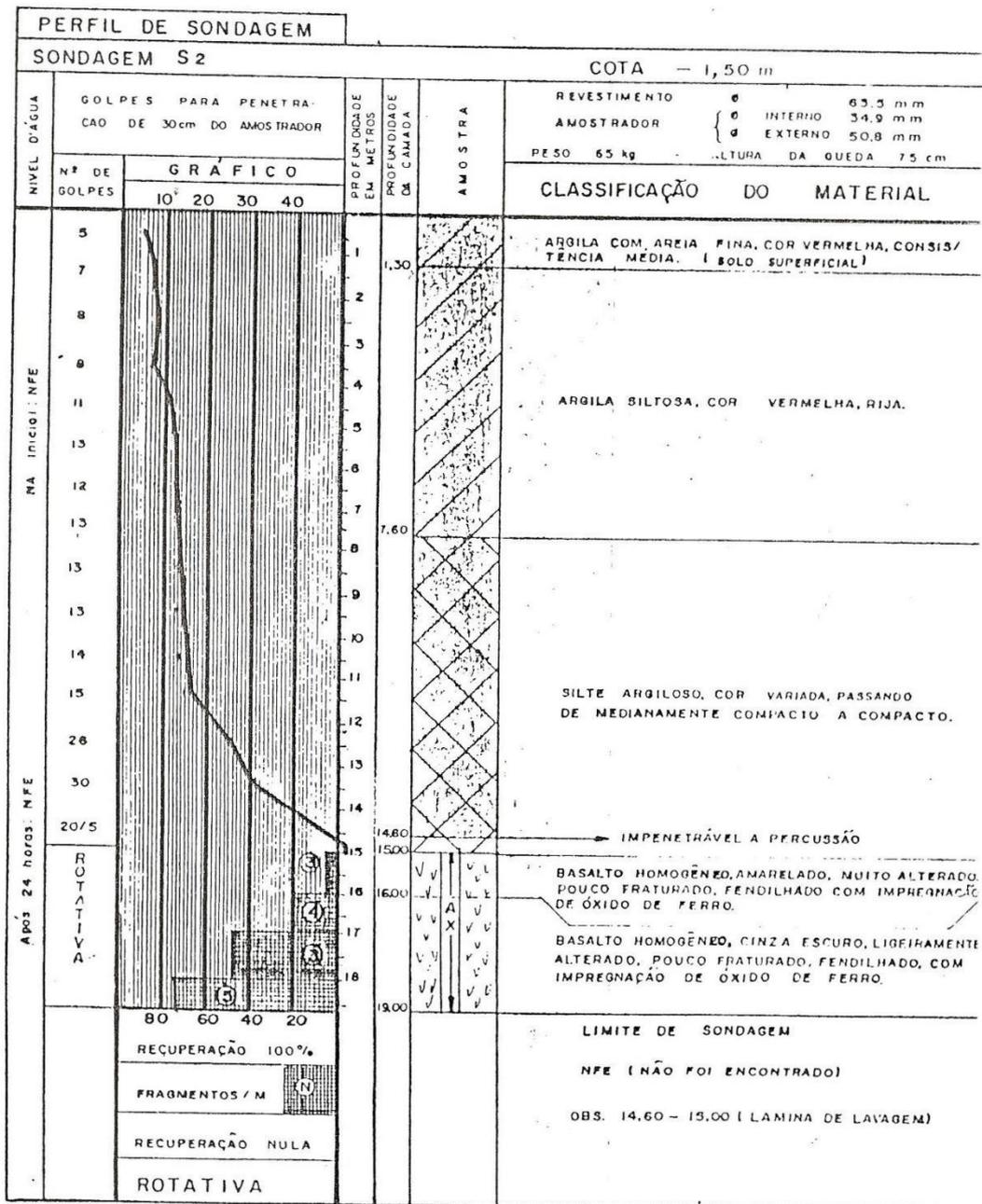
Pilar	Dimensões (cm)		P (kN)	Cota de assentamento (m)	Bulbo de tensões	Nspt,m	Concreto (Mpa)	CAA	Cobrimento (cm)	σs (Mpa)	σc (MPa)	Db circular (m)	Df (m)	Altura H min (m)
	a	b			Z (m) 2xB									
P1	20	40	480.1	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.28	0.7	0.30
P2	40	20	596.5	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.42	0.7	0.43
P3	40	20	349.4	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.09	0.7	0.30
P4	40	20	580.4	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.40	0.7	0.41
P5	20	45	532.7	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.34	0.7	0.36
P6	40	20	729.3	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.57	0.7	0.56
P7	40	20	734.6	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.58	0.7	0.56
P8	20	40	584.3	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.41	0.7	0.41
P9	20	40	338.7	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.07	0.7	0.30
P10	40	20	884.2	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.73	0.7	0.69
P11	40	20	701.2	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.54	0.7	0.53
P12	20	40	405.9	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.17	0.7	0.30
P13	20	40	381.7	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.14	0.7	0.30
P14	45	20	905.1	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.75	0.7	0.71
P15	40	20	707.6	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.55	0.7	0.54
P16	20	45	405.4	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.17	0.7	0.30
P17	20	45	586.5	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.41	0.7	0.42
P18	40	20	738.4	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.58	0.7	0.57
P19	40	20	790.7	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.64	0.7	0.61
P20	20	40	623.1	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.45	0.7	0.45
P21	40	20	580	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.40	0.7	0.41
P22	40	20	548.5	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.36	0.7	0.38
P23	40	20	622.6	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.45	0.7	0.45
P24	40	20	345.6	7	4	11.25	25	II	3	0.375	5	1.08	0.7	0.30

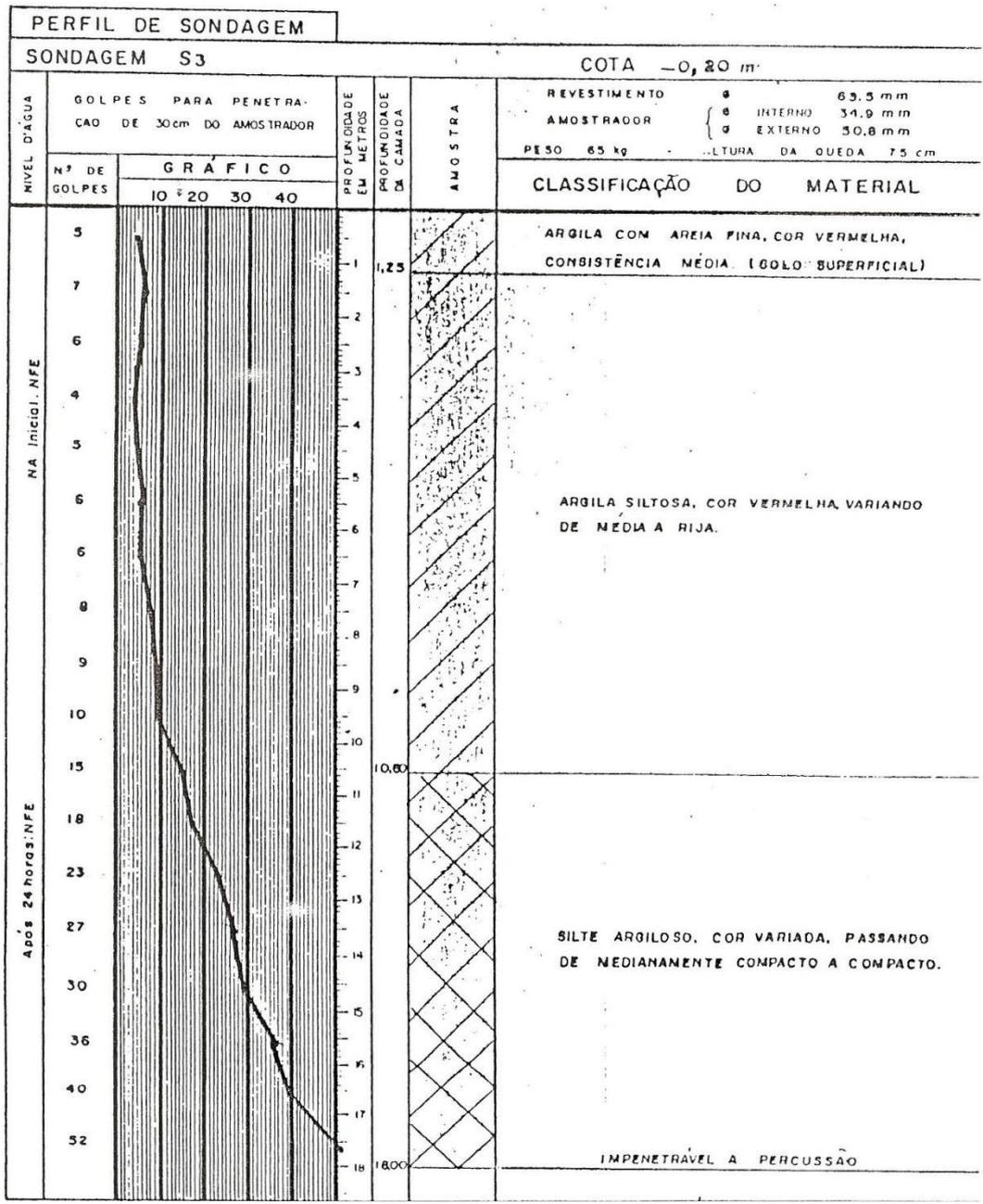
Pilar	Armadura longitudinal							Armadura transversal				
	As (cm ²)	Qtde barras	Ø (mm)	As efet	Espaç min	Espaç (cm)	Comprimento	As (cm ²)	Ømin (mm)	Øadot (mm)	Espaç max	Comp (cm)
P1	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P2	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P3	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P4	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P5	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P6	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P7	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P8	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P9	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P10	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P11	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P12	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P13	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P14	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P15	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P16	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P17	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P18	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P19	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P20	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P21	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212

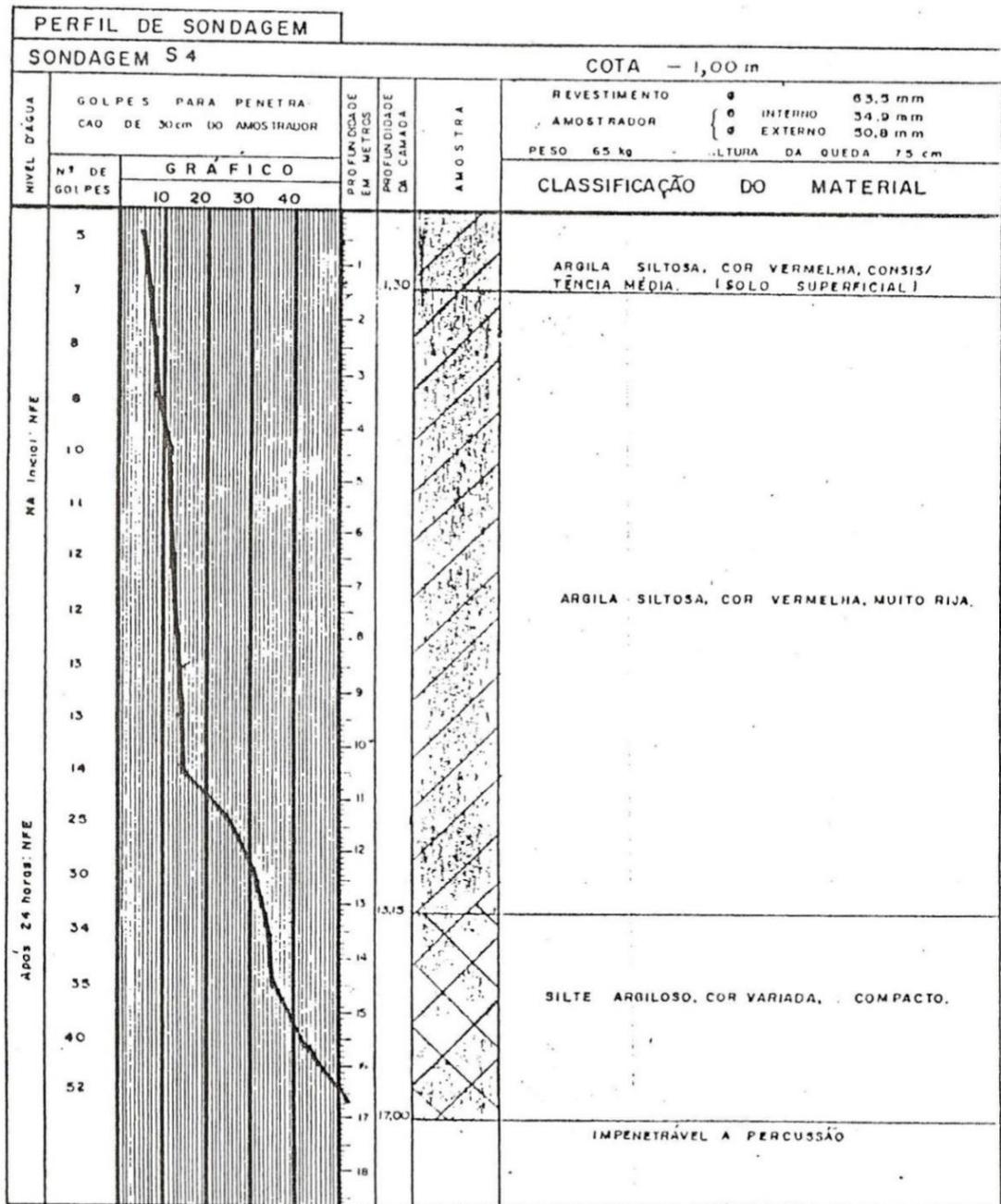
P22	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P23	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212
P24	15.39	13	12.5	16.25	2	15	≥ 3 m	0.001	5	6.3	12	212

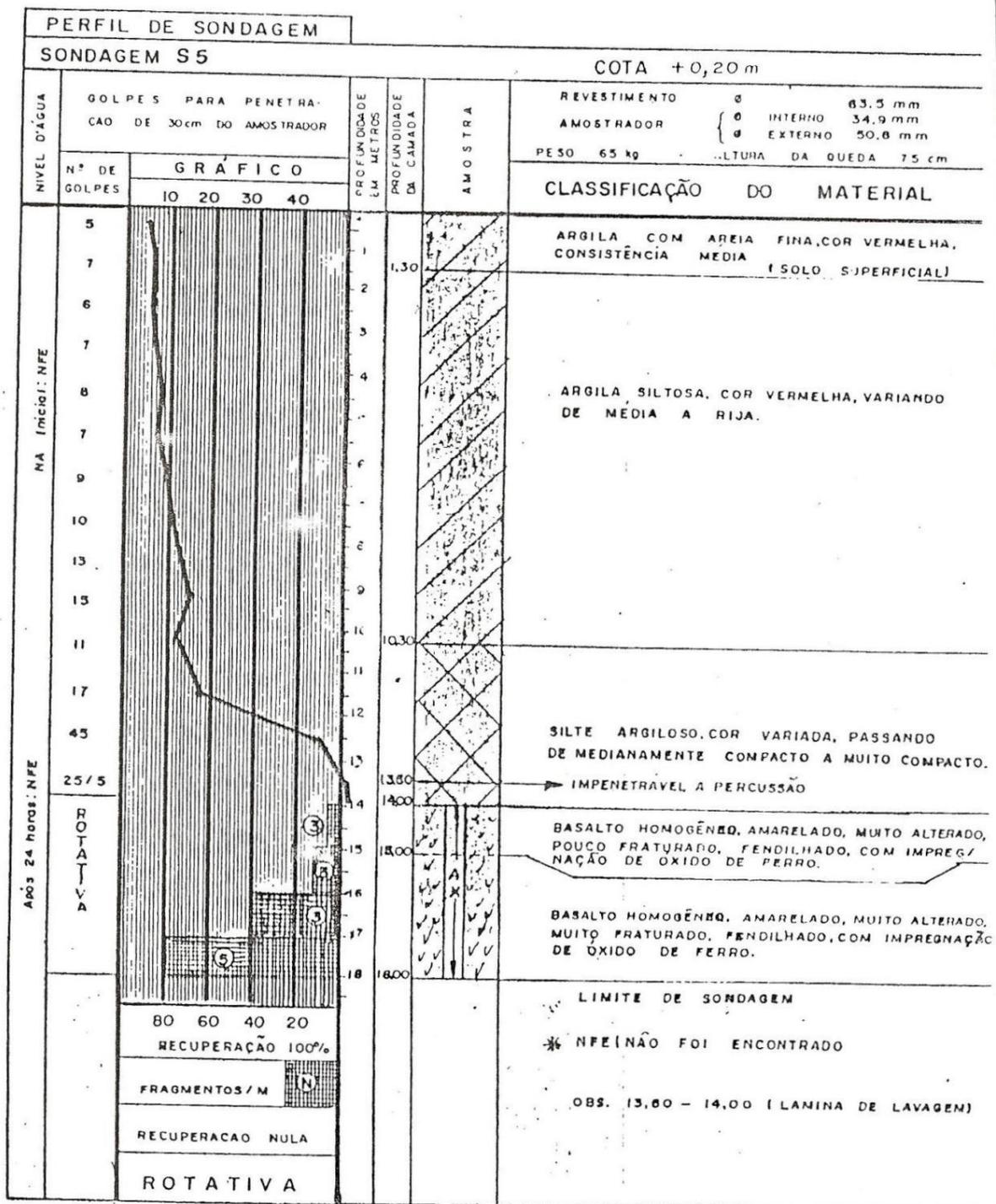
ANEXO A











ANEXO B

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM ℓ_b (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	303	212	250	175	215	151	191	133	172	120	157	110	145	102	136	95
	212	148	175	122	151	105	133	93	120	84	110	77	102	71	95	66

Valores de acordo com a NBR 6118/03
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 ℓ_b Sem e Com ganchos nas extremidades
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$

$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$