

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Rodrigo Javier Salinas Vargas

**DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ELEMENTOS DE  
FUNDAÇÕES EM CONCRETO ARMADO**

Florianópolis

2020

Rodrigo Javier Salinas Vargas

**DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ELEMENTOS DE  
FUNDAÇÕES EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel Engenheiro Civil.  
Orientador: Prof. Dr. Roberto Caldas de Andrade Pinto

Florianópolis

2020

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática da  
Biblioteca Universitária da UFSC.

Salinas Vargas, Rodrigo Javier  
Dimensionamento e Detalhamento de Elementos de Fundação  
em Concreto Armado / Rodrigo Javier Salinas Vargas ;  
orientador, Roberto Caldas de Andrade Pinto, 2020.  
181 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,  
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Sapatas. 3. Blocos de  
coroamentos. 4. Dimensionamento estrutural. 5. Estruturas  
de Fundação. I. Caldas de Andrade Pinto, Roberto. II.  
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em  
Engenharia Civil. III. Título.

Rodrigo Javier Salinas Vargas

## **DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES EM CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e Aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 20 de fevereiro de 2020.

---

Prof.<sup>a</sup> Luciana Rohde, PhD.

Coordenadora do Curso de Graduação

### **Banca Examinadora:**

---

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr.

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.

Membro

Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof.<sup>a</sup> Daiane de Sena Brisotto

Membro

Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho ao meu querido vô Enrique “Chiquitin”  
Vargas, onde você estiver, sempre te levarei no coração.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Edilberto Salinas Olmedo e Elsi Nidia Vargas de Salinas, por me incentivarem e apoiarem em todo o processo antes e durante a graduação, fora do meu país de origem. Sou eternamente grato pelo amor e confiança que depositaram em mim todos estes anos, espero que saibam que sempre estarei ao lado de vocês.

Às minhas irmãs, L. Anahi Salinas V. e L. Arami Salinas V., pelo apoio, amizade, companheirismo em todos os momentos que já passamos juntos.

À Amalia Barros, obrigado por ser minha segunda mãe, sempre vou ter uma dívida gigante com você por todos os cuidados e as preocupações que tivesse por mim durante minha vida toda. Assim também agradeço ao meu irmão do coração, Favio Riquelme, por todo o apoio e ajuda que me brindou.

Aos meus familiares: avôs, tios, primos; pelo apoio incondicional que sempre me deram. Por menos que fosse, cada palavra de ânimo que deram ajudou a ter confiança e força para continuar, sempre firme, na graduação.

Aos meus amigos Bruno Marchi, Marcelo Almada, Hugo Marchi e Juan Pedrozo, os anos que morei com vocês foram de grande ajuda, pois sentia que tinha uma família mesmo estando longe de casa.

Aos meus amigos no Paraguai, por sempre apoiar e comemorar meus logros, fazendo eu me sentir orgulhoso de cada objetivo atingido. Um agradecimento especial à Ana Mérida, por ter sido meu suporte e apoio incondicional no começo deste desafio, esta conquista não seria possível sem você.

Aos meus amigos Igor Catão, Lucas Vitali, Ricardo Nunes, Victor Ferreira, Gabriel Kretzer, Guilherme Miranda, Vinicius Rayes, Thaianie Manorov, Thais Patrício e Julia Martini pelas horas de estudo e descontração. Fizeram da minha graduação uma etapa inesquecível da minha vida.

Um agradecimento especial à Fernanda Goulart, por toda a amizade, apoio, carinho e amor que me deu durante a elaboração deste trabalho e na graduação. Agradeço tudo que fizesse por mim e sempre vou te levar no meu coração. Amo você.

Ao meu orientador, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr., pela oportunidade e voto de confiança que depositou em mim ao aceitar orientar este trabalho. O senhor é um professor exemplar e um grande profissional que a Engenharia Civil da UFSC tem.

À UFSC pelos conhecimentos e amigos que daqui obtive. Sou eternamente grato pela oportunidade de fazer parte desse espaço.

## RESUMO

O presente trabalho de conclusão de curso apresentará o estudo de dimensionamento estrutural de elementos de fundações de concreto armado. Primeiramente estuda-se definições pertinentes ao assunto, para logo apresentar um método de dimensionamento estrutural, como o Método Biela-Tirante, para cada caso correspondente, trazendo referências e opiniões de diferentes autores que já elaboraram estudos sobre o assunto. Será apresentado o roteiro de cálculo de armaduras para as diferentes situações que podem ser encontradas nas fundações rasas como: sapatas isoladas, associadas, corridas; e no caso de fundações profundas: bloco de coroamento sobre estacas. Também serão expostas recomendações para o detalhamento das armaduras em cada caso. Ao final, o estudo e conhecimento adquirido será aplicado a um projeto de dimensionamento de fundações rasas e profundas tomando como base uma planta de carga de uma edificação.

**Palavras-chave:** Sapatas. Blocos de coroamento. Dimensionamento estrutural. Detalhamento de armadura. Estruturas de Fundação.

## ABSTRACT

This undergraduate thesis will introduce the study of structural dimensioning of reinforced concrete case. First, we learn the definition of key-words on the subject, continuing with the presentation of the structural dimensioning method, for exemple the Biela-Tirante Method. For each case, we will present it with references and opinions of various authors who have made investigations on the subject. Also, it will be introduce the calculus of the concrete armors for the different situations which might be found in the slight foundations as: isolated footing, associated footing, wall footing; and in the case of deep foundations: concrete paving blocks on stakes; it will introduce as well recommendations for the detailing of the concrete armors in each case. To conclude, the study and information acquiared will be applied to a project for the dimensioning of slight and deep foundations based on a loading plant of a building.

**Keywords:** Footing. Crowning blocks. Dimensioning of slight. Deep foundation. Structural design.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Principais tipos de fundações diretas .....	18
Figura 2 - Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão.....	19
Figura 3 – Fundação superficial e fundação profunda .....	19
Figura 4 - Alguns tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca, (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas, e radier sobre (c) estacas ou (d) tubulões.....	20
Figura 5 – Fundações Rasas (classificação estrutural).....	21
Figura 6 – Blocos de concreto (a) comum e (b) escalonados.....	21
Figura 7 – Sapata de fundação (isolada) .....	22
Figura 8 - Tipos de sapata para transporte de carga: (a) corrida, (b) isolada .....	23
Figura 9 - Tipos de sapata para transporte de carga: (a) associada e (b) alavancada	24
Figura 10 - Formas geométricas: (a) quadrada, (b) retangular, (c) circular e (d) trapezoidal .....	25
Figura 11 – Sapata Rígida .....	26
Figura 12 – Comportamento da biela e tirantes .....	27
Figura 13 – Contorno “C” .....	28
Figura 14 – Sapata Flexível.....	28
Figura 15 - Esforços solicitantes na sapata flexível .....	29
Figura 16 - Comportamento de flexão .....	30
Figura 17 - Sistema de equilíbrio interno.....	30
Figura 18 - Distribuição de tensões pelas sapatas rígidas .....	32
Figura 19 - Distribuição de tensões pelas sapatas flexíveis .....	32
Figura 20 - Distribuição de tensões triangulares no solo em rocha: (a) sapata rígida e (b) sapata flexível .....	33
Figura 21 - Modelos tridimensionais: (a) linear, (b) biela-tirante e (c) de flexão .....	34
Figura 22 – Comportamento de biela .....	34
Figura 23 - Sapata isolada rígida.....	36
Figura 24 - Sapata rígida: sistema estrutural .....	37
Figura 25 - Cone hipotético de carga .....	39
Figura 26 - Tensões no contorno C da ligação sapata-pilar .....	40

Figura 27 - Verificação à punção .....	41
Figura 28 - Tensões no elemento dx-dy (círculo de Mohr).....	42
Figura 29 - Esforços internos em sapatas associadas .....	45
Figura 30 - Sapata associada com pilar de divisa.....	48
Figura 31 – Dimensionamento econômico para sapata associada, com N1 e N2 equivalentes e nenhum de divisa. ....	48
Figura 32 – Valor de $c$ para sapata isolada simétrica e associada.....	49
Figura 33 – Armadura de flexão transversal .....	50
Figura 34 - Sapata corrida rígida.....	52
Figura 35 - Equilíbrio de forças na sapata corrida .....	53
Figura 36 - Cortante na seção II-II .....	54
Figura 37 - Ganchos .....	56
Figura 38 - Arranque: armadura de espera para os pilares.....	58
Figura 39 - Comprimento de ancoragem $\times$ altura da sapata.....	59
Figura 40 - Aumento da área do pilar com pescoço.....	60
Figura 41 – Fotos de sapatas isoladas .....	61
Figura 42 - Dimensões mínimas e detalhes da sapata .....	62
Figura 43 - Pilares com seções (a) em L, (b) em U ou (c) quaisquer.....	63
Figura 44 - (a) Distribuição de tensões no solo e (b) deslocamento da sapata para o centro de aplicação de carga.....	64
Figura 45 - Núcleo central de inércia .....	65
Figura 46 – Radier com vigas superiores .....	67
Figura 47 – Classificação do radier quanto à geometria. ....	68
Figura 48 – Fundações profundas: tubulão e estaca.....	69
Figura 49 – Tubulão a céu aberto e a ar comprimido.....	70
Figura 50 - Elementos de transição sobre estacas: bloco (a) e laje (b) .....	73
Figura 51 – Bloco de coroamento sobre estaca e tubulão. ....	74
Figura 52 – Modelo biela-tirante para bloco de fundação.....	77
Figura 53 – Modelo idealizado biela-tirante ligado por nós. ....	78
Figura 54 – Esquema de forças no bloco sobre uma estaca. ....	80
Figura 55 – Esforços em bloco com duas estacas .....	81
Figura 56 – Esforços em bloco com três estacas.....	82
Figura 57 - Esforços em bloco com quatro estacas .....	82

Figura 58 - Disposição de armaduras em blocos sobre quatro estacas segundo: os lados (a) e as diagonais (b).....	85
Figura 59 - Disposição de armaduras em blocos sobre três estacas segundo os lados (a) e as diagonais (b). .....	85
Figura 60 - Decomposição da força da armadura nas laterais.....	86
Figura 61 - Decomposição da força de tração nas laterais .....	87
Figura 62 -Biela para $\theta > 30^\circ$ e $< 30^\circ$ : isostáticas (peça não fissurada) (esquerda), sistema equivalente de bielas para $45^\circ > \theta > 30^\circ$ (meio) e sistema equivalente de bielas para $\theta < 30^\circ$ (direita) .....	90
Figura 63 – Tensões junto ao pilar e à estaca.....	91
Figura 64 - Disposições construtivas: duas estacas (A), três estacas (B), quatro estacas (C) e três ou mais estacas alinhadas (D). .....	92
Figura 65 - Distância entre estacas de blocos contíguos .....	93
Figura 66 - Blocos com estacas alinhadas na direção do pilar: recomendado (a) e não recomendado (b).....	93
Figura 67 - Bloco sobre uma estaca .....	94
Figura 68 – Bloco de concreto sobre carga concentrada.....	95
Figura 69 – Zonas de regularização de tensões dos blocos submetidos a forças concentradas .....	96
Figura 70 - Detalhamento de bloco sobre duas estacas.....	97
Figura 71 - Largura fictícia .....	98
Figura 72 - Excentricidade por falha de locação ou cravação.....	98
Figura 73 - Detalhe das armaduras de bloco sobre duas estacas.....	99
Figura 74 - Bloco sobre três estacas com armaduras: segundo os lados mais malha (a) e em cinta mais malha (b). .....	100
Figura 75 - Ancoragem da armadura principal junto à estaca.....	102
Figura 76 - Ganchos .....	103
Figura 77 - Bielas: situação idealizada (a) e situação real (b).....	104
Figura 78 - Blocos sobre quatro e três estacas: armadura em malha (a) e armadura segundo as diagonais (b). .....	105
Figura 79 - Armadura de levantamento segundo Leonhardt e Mönnig (1978b).....	105
Figura 80 - Largura fictícia .....	106
Figura 81 – Consolo no bloco para ancoragem reta.....	107

Figura 82 – Momentos fletores e carga normal atuantes no bloco.....	109
Figura 83 – Sapata isolada rígida .....	111
Figura 84 – Dimensões preliminares da sapata (em planta).....	114
Figura 85 – Dimensões preliminares da sapata (corte A-A´).....	114
Figura 86 – Dimensões finais da sapata (corte A-A´).....	116
Figura 87 – Armaduras em Planta.....	120
Figura 88 – Detalhamento das armaduras em corte .....	121
Figura 89 – Armadura de espera .....	122
Figura 90 – Pilar “P11” .....	123
Figura 91 – Sapata corrida rígida .....	123
Figura 92 – Dimensões transversais da sapata .....	124
Figura 93 – Dimensões transversais da sapata (finais).....	125
Figura 94 – Espaçamento longitudinal das barras.....	126
Figura 95 – Detalhamento das armaduras da sapata corrida.....	127
Figura 96 – Pilares “P30” e “P31” .....	129
Figura 97 – Sapata “S30-31” .....	129
Figura 98 – Diagrama de corpo livre da sapata associada .....	131
Figura 99 – Diagrama de esforços cortantes .....	132
Figura 100 – Diagrama de momentos fletores .....	132
Figura 101 – Vigas fictícias sob cada pilar da sapata associada .....	133
Figura 102 – Pilar “P24” e bloco “B24” .....	137
Figura 103 – Dimensões finais bloco “B24” .....	138
Figura 104 – Detalhamento bloco “B24” (Planta) .....	140
Figura 105 – Detalhamento bloco “B24” (Corte) .....	140
Figura 106 – Pilar “P17” e bloco “B17” .....	141
Figura 107 – Dimensões do bloco “B17” .....	143
Figura 108 – Detalhamento bloco “B17” (Planta) .....	145
Figura 109 – Detalhamento bloco “B17” (Corte) .....	146
Figura 110 – Pilar “P30” e bloco “B30” .....	147
Figura 111 – Dimensões finais bloco “B30” .....	149
Figura 112 – Detalhamento bloco “B30” (Planta) .....	152
Figura 113 – Detalhamento bloco “B30” (Corte) .....	153
Figura 114 – Pilar “P13” e bloco “B13” .....	154
Figura 115 – Dimensões finais bloco “B13” .....	156

Figura 116 – Detalhamento bloco “B13” (Planta) .....	159
Figura 117 – Detalhamento bloco “b13” (corte) .....	160

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das sapatas (segundo o tipo de carga que transferem) .....	23
Quadro 2 – Classificação das sapatas (segundo a forma) .....	24
Quadro 3 - Fundações profundas.....	69
Quadro 4 – Tipo de estacas. ....	71
Quadro 5 – Tipos de estacas com dados técnicos .....	72
Quadro 6 - Elementos de transição.....	73
Quadro 7 - Resumo das recomendações para o dimensionamento .....	89
Quadro 8 – Condições de não esmagamento das bielas.....	91

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Taxa mínima de armadura.....	55
Tabela 2 - Valores mínimos para armaduras passivas .....	55
Tabela 3 - Diâmetro de dobramento dos pinos ( $\phi_{pino}$ ) .....	56
Tabela 4 - Comprimento de ancoragem em função da bitola e dos valores característicos de concreto.....	57
Tabela 5- Valores de $\alpha \cdot \ell_b$ .....	102
Tabela 6 - Diâmetro de dobramento dos pinos ( $\phi_{pino}$ ).....	103
Tabela 7 – Especificações das barras .....	117
Tabela 8- Resumo aço da sapata .....	121

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

h – Altura

d – Altura útil

cm – Centímetros

m – metro

MPa- Mega Pascal

kPa –Kilo Pascal

kN – Kilo Newton

DEC – Diagrama de Esforço Cortante

DMF – Diagrama de Momentos Fletores

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi$	Diâmetro
$\alpha$	Ângulo
$\beta$	Angulo
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
$\gamma_s$	Coefficiente de ponderação da resistência do aço
$\rho_{min}$	Taca geométrica mínima de armadura longitudinal
$\sigma$	Tensão normal
$\tau$	Tensão de cisalhamento
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias de idade
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto
$f_{ct}$	Resistência a tração do concreto

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1	OBJETIVOS.....	15
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo Geral .....</b>	<b>15</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objetivos Específicos.....</b>	<b>16</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>17</b>
2.1	INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO .....	17
2.2	FUNDAÇÕES .....	18
2.3	FUNDAÇÕES RASAS OU DIRETAS .....	20
<b>2.3.1</b>	<b>Bloco .....</b>	<b>21</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Sapatas.....</b>	<b>22</b>
2.3.2.1	Classificação das Sapatas .....	22
2.3.2.1.1	<i>Classificação segundo o tipo de cargas que transferem ao solo.....</i>	<i>23</i>
2.3.2.1.2	<i>Classificação segundo à forma.....</i>	<i>24</i>
2.3.2.1.3	<i>Comportamento estrutural.....</i>	<i>25</i>
2.3.2.1.3.1	<b>Sapata Rígida .....</b>	<b>25</b>
2.3.2.1.3.2	<b>Sapata Flexível .....</b>	<b>28</b>
2.3.2.2	Hipótese de distribuição de tensões no solo .....	31
2.3.2.3	Dimensionamento e detalhamento de sapatas .....	33
2.3.2.3.1	<i>Ações provenientes da superestrutura .....</i>	<i>34</i>
2.3.2.3.2	<i>Sapata rígida.....</i>	<i>35</i>
2.3.2.3.2.1	<b>Sapata isolada .....</b>	<b>35</b>
2.3.2.3.2.2	<b>Sapata associada .....</b>	<b>44</b>
2.3.2.3.2.3	<b>Sapata corrida .....</b>	<b>51</b>
2.3.2.3.3	<i>Detalhamento das sapatas rígidas.....</i>	<i>54</i>
2.3.2.4	Sapatas retangulares para pilares com seções não retangulares .....	63
2.3.2.5	Sapatas submetidas a momentos: Flexão Composta (N,M) .....	64

2.3.2.5.1	<i>Sapata isolada submetida à aplicação de momento</i> .....	65
<b>2.3.3</b>	<b>Radier</b> .....	<b>67</b>
2.4	FUNDAÇÕES PROFUNDAS .....	69
<b>2.4.1</b>	<b>Classificação e definições</b> .....	<b>69</b>
2.4.1.1	Tubulões .....	70
2.4.1.2	Estacas .....	71
<b>2.4.2</b>	<b>Elemento de Transição</b> .....	<b>73</b>
2.4.2.1	Blocos de coroamento .....	74
2.4.2.2	Comportamento estrutural.....	75
2.4.2.2.1	<i>Bloco Rígido</i> .....	75
2.4.2.2.2	<i>Bloco Flexível</i> .....	76
2.4.2.3	Modelo de Cálculo .....	76
2.4.2.3.1	<i>Modelo Biela-tirante</i> .....	76
2.4.2.4	Dimensionamento: Método das Bielas.....	79
2.4.2.4.1	<i>Verificação a tensão de compressão nas bielas</i> .....	90
2.4.2.5	Recomendações para detalhamento.....	92
2.4.2.5.1	<i>Disposições construtivas</i> .....	92
2.4.2.5.2	<i>Bloco sobre uma estaca</i> .....	94
2.4.2.5.3	<i>Bloco sobre duas estacas</i> .....	97
2.4.2.5.4	<i>Bloco sobre três estacas</i> .....	100
2.4.2.5.5	<i>Bloco sobre quatro estacas</i> .....	100
2.4.2.5.6	<i>Recomendações gerais</i> .....	101
2.4.2.6	Bloco sob atuação de força axial e momento fletor .....	107
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS</b> .....	<b>110</b>
3.1	Sapata isolada.....	111
<b>3.1.1</b>	<b>Dimensionamento sapata “S86”</b> .....	<b>111</b>
3.2	Sapata Corrida .....	123

<b>3.2.1</b>	<b>Dimensionamento sapata “S11” .....</b>	<b>123</b>
3.3	Sapata Associada.....	129
<b>3.3.1</b>	<b>Dimensionamento sapata “S30-31” .....</b>	<b>129</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO.....</b>	<b>136</b>
4.1	Bloco sobre uma estaca .....	136
<b>4.1.1</b>	<b>Dimensionamento do bloco “B24” .....</b>	<b>136</b>
4.2	Bloco sobre duas estacas .....	141
<b>4.2.1</b>	<b>Dimensionamento do bloco “B17” .....</b>	<b>141</b>
4.3	Bloco sobre 3 estacas .....	147
<b>4.3.1</b>	<b>Dimensionamento bloco “B30” .....</b>	<b>147</b>
4.4	Bloco sobre 4 estacas .....	154
<b>4.4.1</b>	<b>Dimensionamento bloco “B13” .....</b>	<b>154</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>161</b>
5.1	Sugestão para trabalhos futuros.....	161
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>162</b>
	<b>ANEXO A – Planta de carga e locação dos pilares (Sapatas) .....</b>	<b>164</b>
	<b>ANEXO B – Planta de locação das sapatas.....</b>	<b>165</b>
	<b>ANEXO C – Planilha de pre-dimensionamento das dimensões das sapatas ....</b>	<b>166</b>
	<b>ANEXO D – Planta de carga e locação dos pilares (Blocos). .....</b>	<b>168</b>
	<b>ANEXO E – Planta de locação dos blocos.....</b>	<b>169</b>
	<b>ANEXO F – Valores de <math>K_c</math> e <math>K_s</math> (para dimensionamento a flexão simples) ...</b>	<b>170</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A Engenharia Civil, como parte específica da engenharia dedicada ao projeto, construção, gerência e manutenção de todos os serviços ligados à infraestrutura tem como base fundamental e primordial o desenvolvimento da **Fundação** como primeiro elemento a ter em conta, pois ela constitui a base da superestrutura.

Esta terminologia **Fundação** é utilizada na engenharia para designar as estruturas responsáveis por transmitir as cargas das construções ao solo. Existem diversos tipos de fundações, para projetar e executar estes elementos requer do profissional conhecimento de Cálculo Estrutural e Geotecnia.

Segundo Velloso e Lopes (2010), no campo do Cálculo Estrutural são necessários conhecimentos de análise estrutural e dimensionamento de estruturas de concreto armado, protendido, em aço e em madeira, ao passo que no campo da Geotecnia são importantes os conhecimentos de Geologias de Engenharia e Mecânica dos Solos e das Rochas.

É evidente a importância de uma fundação, indispensável para própria existência de qualquer tipo de obra de engenharia, como também responsável pela garantia de suas condições de estabilidade, da conservação da sua estética, como até da manutenção e da sua funcionalidade.

Neste trabalho, serão abordados somente elementos de fundações em concreto armado. Portanto, analisar elementos de fundação em concreto exige o entendimento prévio do comportamento das estruturas, do caminhamento das cargas até as fundações, dos esforços que os solicitam, das cargas (ações) atuantes, das combinações dessas cargas e seus respectivos valores de cálculo e ainda da interação solo-estrutura.

### 1.1 OBJETIVOS

#### 1.1.1 Objetivo Geral

Estudar e dimensionar as estruturas de fundações rasas e dos blocos de coroamento sobre estacas, assim também a realização do detalhamento das armaduras; com o fim de

complementar e pôr em prática o conhecimento obtido na graduação na área de Engenharia de Fundações.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- Investigar os métodos de cálculo mais utilizados;
- Conhecer as diferentes situações para o dimensionamento de sapatas e de blocos de coroamento que podem apresentar-se;
- Aprender o dimensionamento em planta dos diferentes tipos de soluções que podem ser adotadas, assim também o cálculo das armaduras necessárias no dimensionamento estrutural;
- Aplicar as metodologias e conhecimentos adquiridos em uma situação de dimensionamento para uma planta de carga real, apresentando os critérios e decisões adotadas;
- Adquirir maior sensibilidade na realização de projetos de estruturas de fundações.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentado o embasamento teórico para a compreensão do presente trabalho de conclusão de curso. Será abordado sobre investigação do subsolo, tipos de fundações e seus comportamentos estruturais, dimensionamentos e detalhamentos.

### 2.1 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

O estudo das características do subsolo do terreno, sobre o qual será executada a edificação, na maior parte das vezes, se resume em sondagens de simples reconhecimento (sondagem à percussão). Em função do porte das obras, insuficiência de informações ou por fatores específicos, a investigação deve ser complementada por estudos geológicos adicionais.

Características como: número de pontos de sondagem, seu posicionamento no terreno (levando-se em conta a posição relativa do edifício) e a profundidade a ser atingida são determinadas por profissional capacitado, baseado em normas brasileiras e na sua experiência (BRITO,1987).

Tendo-se executado as sondagens corretamente, as informações são condensadas e apresentadas em um relatório escrito e gráfico, que deverá conter as seguintes informações referentes ao subsolo estudado:

- Locação dos furos de sondagem;
- Determinação dos tipos de solo até a profundidade de interesse do projeto;
- Determinação das condições de compacidade, consistência e capacidade de carga de cada tipo de solo;
- Determinação da espessura das camadas e avaliação da orientação dos planos que as separam;
- Informação do nível do lençol freático.

Estes dados obtidos através de sondagem retratam as características e propriedades do subsolo e, depois de avaliados e estudados, servem de base técnica para a escolha do tipo de fundação da edificação que melhor se adapte ao terreno.

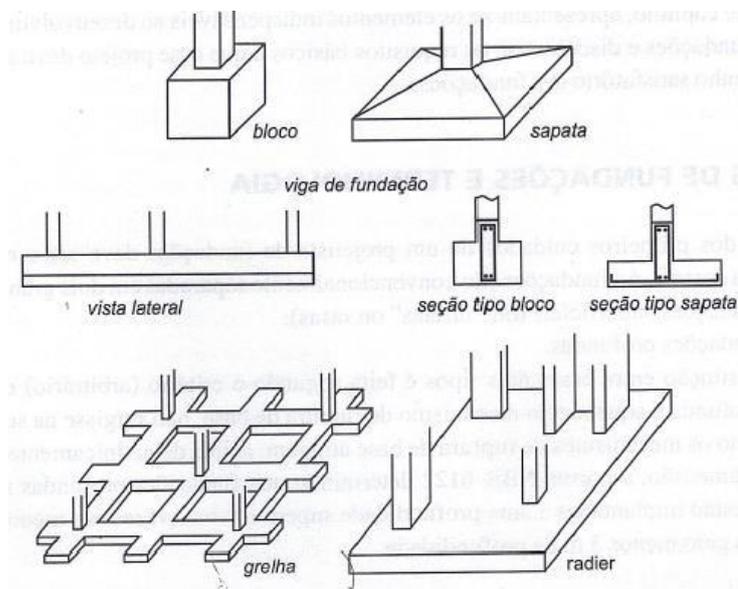
## 2.2 FUNDAÇÕES

A estrutura de uma edificação é um sistema com função de absorver e transmitir ao solo distintos carregamentos, de forma a garantir a durabilidade e a confiabilidade de um empreendimento. Desta maneira, a estrutura é subdividida em superestrutura, considerada como a parte da edificação acima do solo, e a infraestrutura, denominada também por fundação.

A escolha do tipo de fundação está vinculada a fatores econômicos, técnicos, e sobretudo por limitações geológicas e geotécnicas impostas pelo solo de assentamento. Têm-se assim, a divisão em três grupos: fundações superficiais, profundas e mistas (associação entre fundações rasas e profundas).

De acordo com a NBR 6122/2010, fundação superficial (rasa ou direta) é aquela em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, sendo a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Basicamente, enquadram-se nesta classificação de fundação as sapatas, blocos, grelha, vigas de fundação, sapata associada e radier, conforme Figura 1.

Figura 1 – Principais tipos de fundações diretas

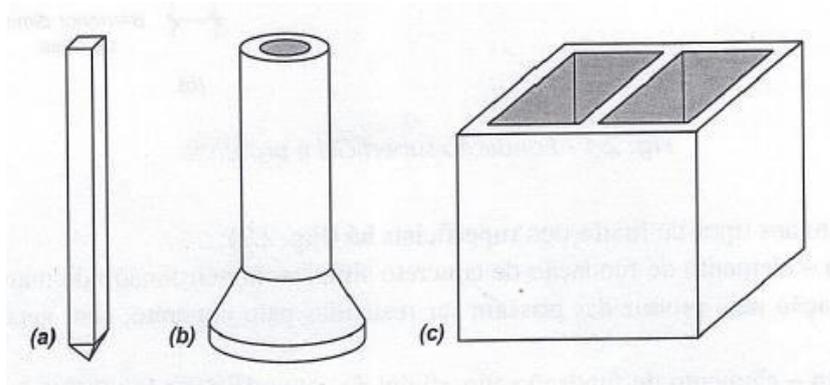


Fonte: Velloso e Lopes (2004)

A norma 6122/2010 classifica a fundação profunda como o elemento que transmite a carga ao terreno ou 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. Este tipo de solução contempla determinadas limitações mecânicas dos solos superficiais, sejam eles com baixa capacidade de carga ou com alta compressibilidade. Incluem-se como fundações profundas as estacas (a), os tubulões (b) e caixões (c), conforme Figura 2.

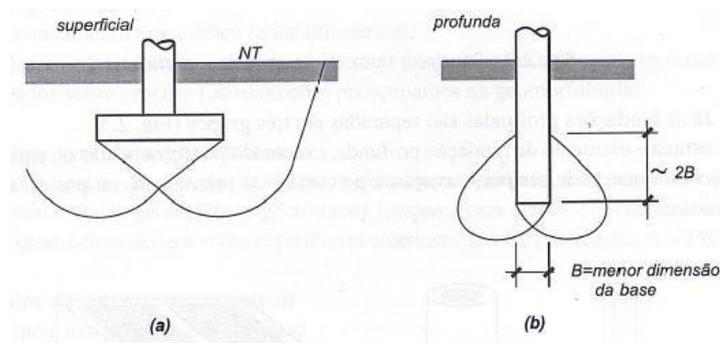
Figura 2 - Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004).

Percebe-se, que a distinção entre os grupos está vinculada ao mecanismo de ruptura da base do elemento de fundação. Ou seja, as fundações na quais a cunha de ruptura projeta-se ao nível do terreno são classificadas como fundações superficiais (a), em caso contrário, como profundas (b), de acordo com a Figura 3.

Figura 3 – Fundação superficial e fundação profunda

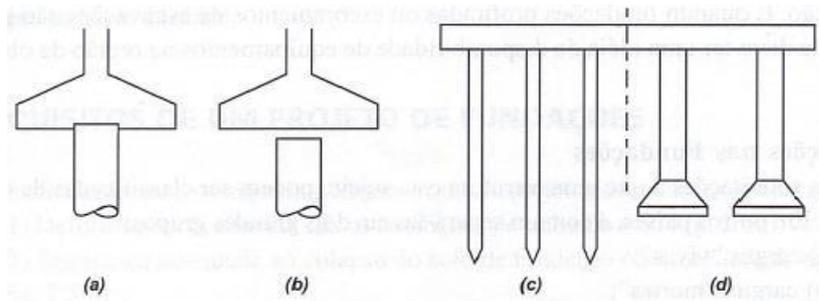


Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004).

Por último, as fundações mistas baseiam-se na junção de elementos de fundações superficiais com profundas. A frequência com que este tipo de solução é utilizado é menor, devido à dificuldade de execução, e pelo fato de cada elemento possuir comportamento diferente, o que pode resultar em patologias na estrutura.

Os tipos de fundações mistas mais utilizados são: sapatas associadas a estacas (a), sapata associada à estaca com material compressível entre elas (b), e radier sobre estacas (c) ou tubulões (d), conforme Figura 4.

Figura 4 - Alguns tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca, (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas, e radier sobre (c) estacas ou (d) tubulões.



Fonte: Velloso e Lopes, Vol. 01 (2004).

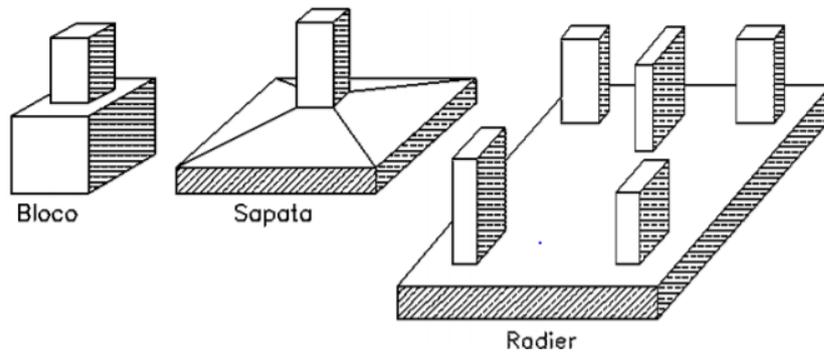
### 2.3 FUNDAÇÕES RASAS OU DIRETAS

As fundações rasas ou diretas são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade, em relação ao solo circundante (FALCONI et al., 1998), e são adequadas quando os solos não profundos apresentam uma boa capacidade de suporte.

Segundo a NBR 6122:2010, item 3.1, são definidos como elementos de fundação a estrutura cuja carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, enquanto a profundidade de assentamento, em relação ao terreno adjacente à fundação, é duas vezes menor do que a dimensão do elemento estrutural.

As fundações rasas podem ser classificadas em sapatas (isoladas, corridas, associadas, alavancada) e em blocos (que são apoiados diretamente no solo). Estes elementos de fundações normalmente são mais econômicos e rápidos de se executar, além de necessitar de uma mão de obra menos especializada. Do ponto de vista estrutural, diferencia-se basicamente em blocos, sapatas e radier como indicado na Figura 5.

Figura 5 – Fundações Raras (classificação estrutural)

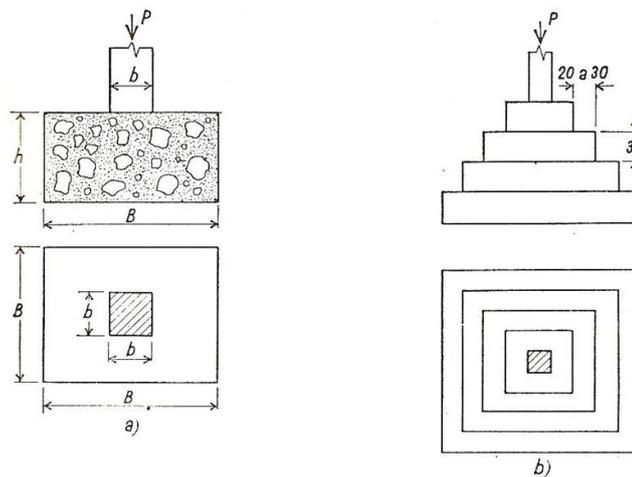


Fonte: Adaptado Velloso e Lopes (2012).

### 2.3.1 Bloco

Conforme a NBR 6122:2010, o bloco “é um elemento de fundação de concreto, não armado, de modo que as tensões de tração sejam resistidas pelo próprio concreto, sem necessidade de armadura”. Estes blocos podem possuir faces verticais de forma plana, inclinada ou escalonada. O formato usual em planta é quadrada ou retangular e possuem grande rigidez, como apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Blocos de concreto (a) comum e (b) escalonados.



Fonte: UNIP (2013).

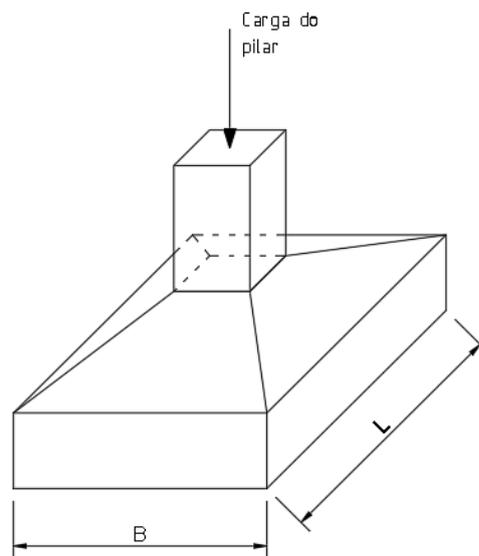
Os blocos também podem ser construídos de pedra, tijolos maciços e concreto simples ou armado. Quando o bloco é construído de concreto armado ele recebe o nome de bloco de fundação.

### 2.3.2 Sapatas

As sapatas são elementos de apoio de concreto, de menor altura que os blocos. É uma fundação direta, geralmente de concreto armado, com a forma aproximada de uma placa sobre a qual se apoiam colunas, pilares ou mesmo paredes. Ela pode ser corrida, isolada, associada, de divisa, com viga de equilíbrio, etc.

Os itens 3.2 e 3.3 da NBR 6122:2010 definem sapata como um elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura, especialmente disposta para esse fim. A NBR 6118:2014 (item 22.6.1), indica que “são estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação direta”.

Figura 7 – Sapata de fundação (isolada)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Dentre todos os elementos de fundação superficial, a sapata é o mais comum, devido à grande variabilidade existente na configuração e forma dos elementos estruturais que nela se apoiam.

#### 2.3.2.1 Classificação das Sapatas

A seguir, apresenta-se a classificação para fundações em sapatas submetidas a cargas concentradas.

### 2.3.2.1.1 Classificação segundo o tipo de cargas que transferem ao solo

Conforme o Quadro 1, de acordo com o tipo de carga as sapatas podem ser classificadas em isolada, corrida, associada e alavanca.

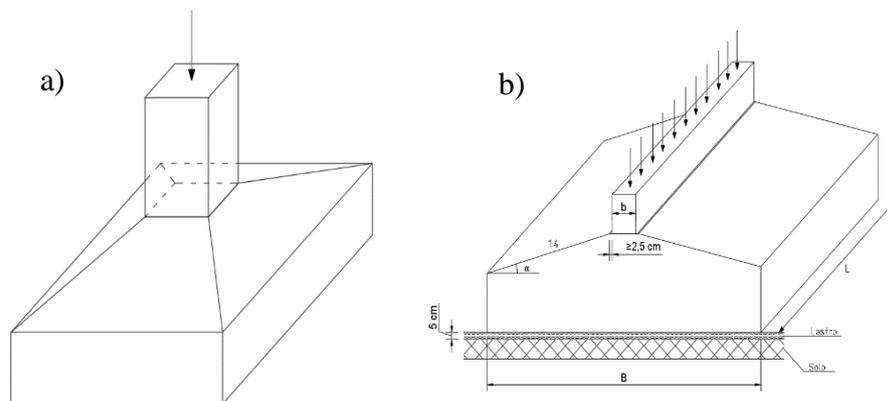
Quadro 1 – Classificação das sapatas (segundo o tipo de carga que transferem)

<b>Tipo</b>	<b>Carga que transfere</b>
Isolada	Carga concentrada de um único pilar. Distribui a carga nas duas direções.
Corrida	Carga linear (parede). Distribui a carga em apenas uma direção.
Associada	Cargas concentradas de mais de um pilar transferidas através de uma viga que as associa. Utilizada quando há interferência entre duas sapatas isoladas.
Alavanca	Carga concentrada transferida através de viga-alavanca. É utilizada em pilar de divisa com o objetivo de centrar a carga do pilar com a área da sapata.

Fonte: Campos (2015)

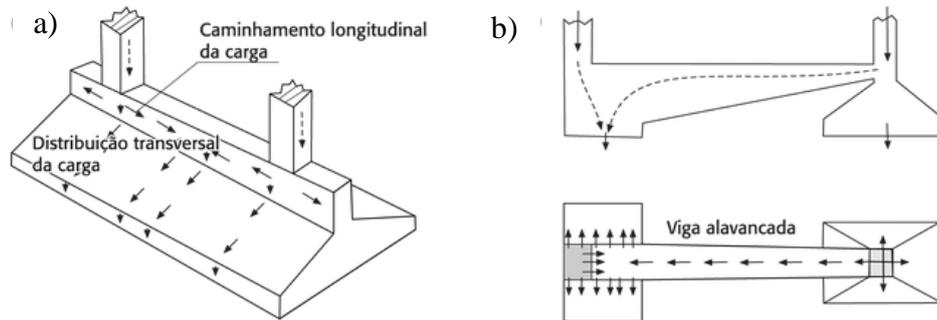
Para maior compreensão do Quadro 2, apresentam-se nas Figura 8 e Figura 9, ilustrações dos tipos de sapatas.

Figura 8 - Tipos de sapata para transporte de carga: (a) corrida, (b) isolada



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 9 - Tipos de sapata para transporte de carga: (a) associada e (b) alavancada



Fonte: Campos (2015)

### 2.3.2.1.2 Classificação segundo à forma

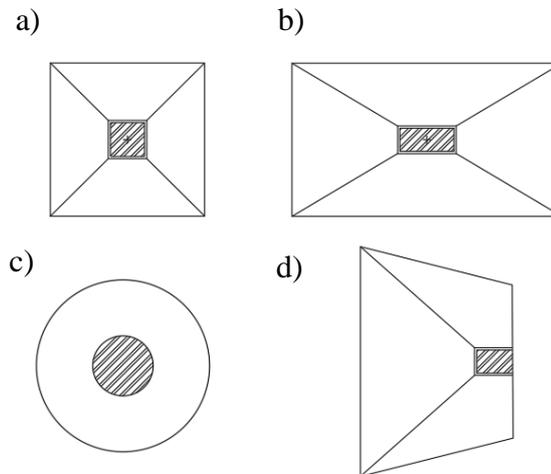
As sapatas podem apresentar várias formas, as mais comuns são as cônicas retangulares, pois tem menor consumo de concreto (CAMPOS, 2015). Quanto à forma, as sapatas podem ser classificadas de acordo com o que é apresentado no Quadro 2 e na Figura 10 exibe-se as formas geométricas de sapatas isoladas.

Quadro 2 – Classificação das sapatas (segundo a forma)

Forma	Dimensões
Quadrada	$L=B$
Retangular	$(L > B) e (L \leq 3B)$
Corrida	$(L \leq 3B)$
Circular	$B = \phi$
Trapezoidal	

Fonte: Campos (2015)

Figura 10 - Formas geométricas: (a) quadrada, (b) retangular, (c) circular e (d) trapezoidal



Fonte: Elaborado pelo autor.

### 2.3.2.1.3 Comportamento estrutural

Neste quesito, de acordo com o item 22.6.2 da NBR 6118:2014, as sapatas podem ser classificadas como rígidas (comportamento de bielas) ou flexíveis.

A classificação das sapatas relativamente à rigidez é muito importante, pois é de acordo com esse comportamento estrutural (rígida ou flexível) que se pode determinar a forma de distribuição das tensões na interface sapata/solo, bem como o procedimento ou método adotado no dimensionamento estrutural.

Neste trabalho, será abordado o comportamento estrutural tanto de sapatas rígidas como de flexíveis, porém o dimensionamento será apenas realizado para as sapatas rígidas, por serem fundações mais utilizadas.

#### 2.3.2.1.3.1 Sapata Rígida

Segundo o item 22.6.1, da NBR 6118:2014, considera-se uma sapata como rígida quando (Figura 11):

$$h \geq \frac{(B-b)}{3} \quad \text{Eq. 2.1}$$

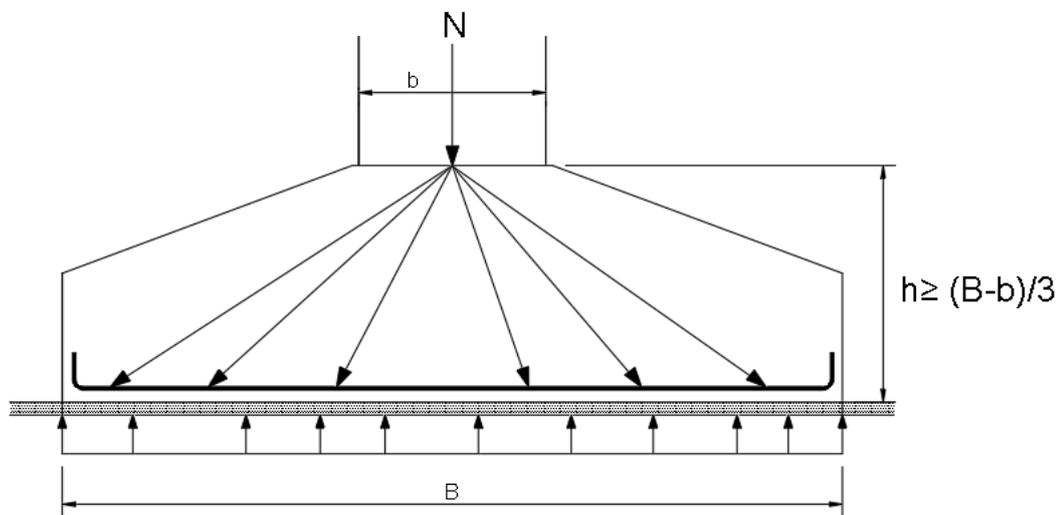
Onde:

$h$  é a altura da sapata;

$B$  é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

$b$  é a dimensão do pilar na mesma direção de  $B$ .

Figura 11 – Sapata Rígida



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para que a sapata seja considerada rígida, a Eq. 2.1 deve-se ser verificada nas duas direções da sapata. Caso contrário ela é considerada flexível.

Utilizando a Eq. 2.1 dada pela NBR 6118:2014, considerando o ângulo da inclinação da sapata, podemos adaptar a equação resultando em:

$$h \geq \tan \alpha \frac{(B-b)}{2} \quad \text{Eq. 2.2}$$

Onde:

$\alpha = \frac{1}{1,5}$  e o ângulo alfa tem que ser  $\alpha \geq 33,7^\circ$  (NBR 6118:2014);

Ou, segundo a CEB (1974), a  $\tan \alpha = \frac{1}{2}$  e o ângulo alfa no intervalo  $56,3^\circ \geq \alpha \geq 26,56^\circ$ .

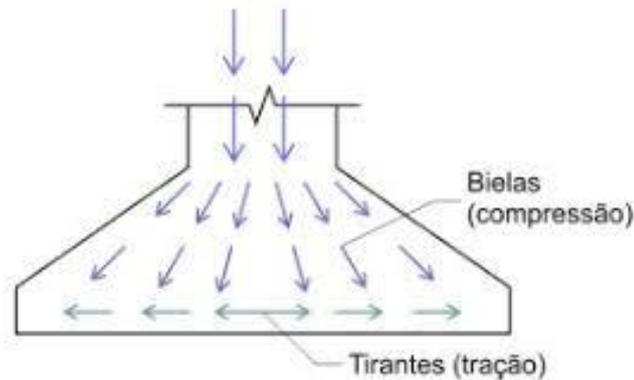
Além disso, a NBR 6118:2014, no item 22.6.2.1, caracteriza este comportamento estrutural como:

- a) “Trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar;
- b) Trabalho ao cisalhamento também em duas direções. Não apresentando ruptura por tração diagonal. E sim por compressão diagonal verificada conforme item 19.5.3.1, da NBR 6118. “Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção (Figura 19), não havendo, portanto, possibilidade física de punção”.

### **Cálculos das armaduras**

O modelo biela-tirante, representado na Figura 13, possibilita o desenvolvimento de expressões para o cálculo da armadura. E este método está detalhado no item 2.4.2.3.1.

Figura 12 – Comportamento da biela e tirantes

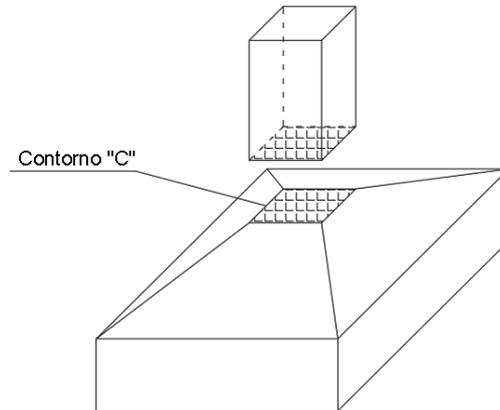


Fonte: Nelso Schneider (2019)

### **Verificação ao cisalhamento**

A verificação da punção não é necessária na sapata rígida, já que a transferência de carga se situa inteiramente dentro do cone hipotético de punção e não apresenta possibilidade de ocorrência de tal fenômeno (CAMPOS, 2015). Mesmo assim, temos a necessidade de verificar a tensão de ruptura na biela comprimida na superfície gerada pelo contorno  $C$  do contato pilar-sapata, conforme especifica o item 22.6.2.2 da NBR 6118:2014.

Figura 13 – Contorno “C”



Fonte: Elaborado pelo autor.

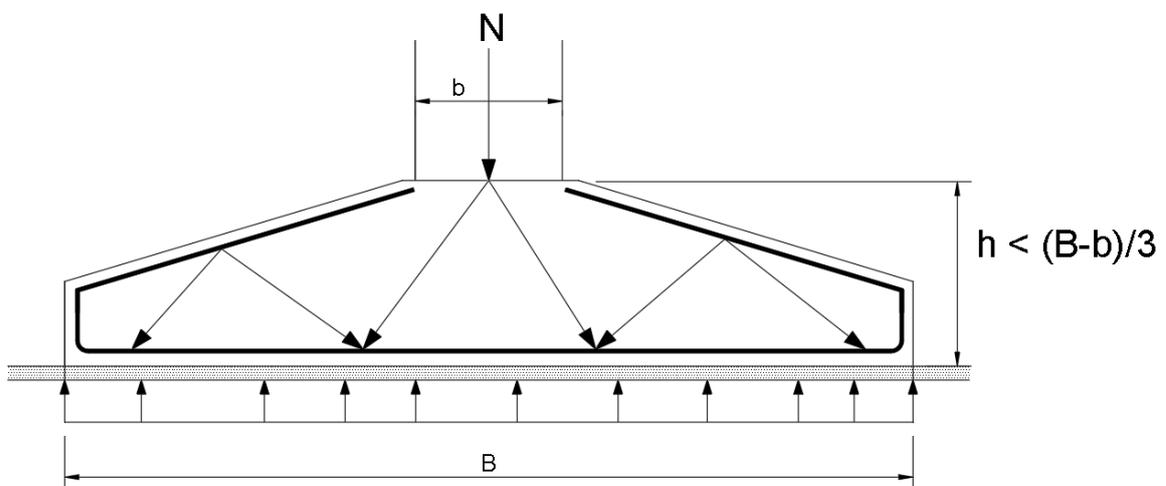
### 2.3.2.1.3.2 Sapata Flexível

Como indicado no tópico anterior, se a relação da Eq. 2.1 não for atendida, a sapata será considerada como flexível (Figura 14).

Este tipo de sapata é menos utilizado, e normalmente aplica-se esta solução para fundação de cargas pequenas e solos relativamente fracos (CAMPOS, 2015). Segundo o item 22.6.2.3 da NBR 6118:2014, seu comportamento se caracteriza por:

- a) Trabalho à flexão nas duas direções;
- b) Trabalho ao cisalhamento, que pode ser analisado utilizando o fenômeno da punção, de acordo com o item 19.5 da NBR 6118:2014.

Figura 14 – Sapata Flexível

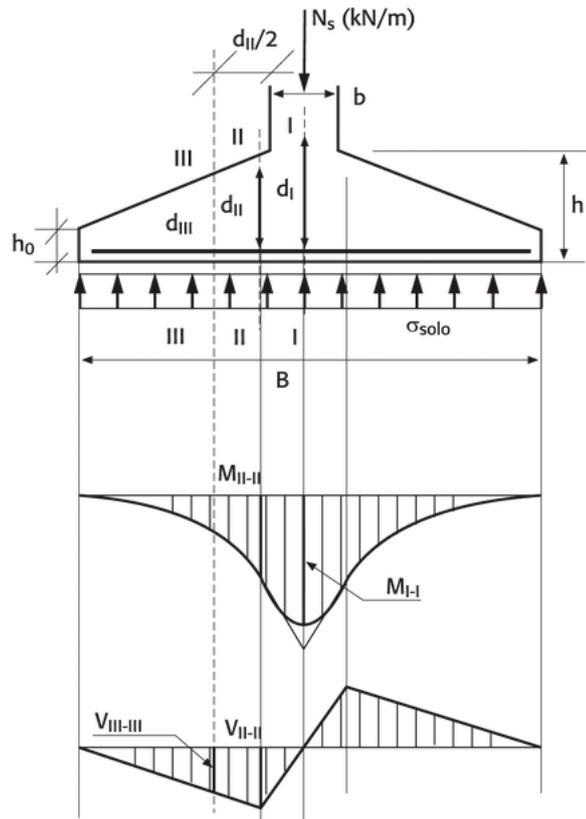


Fonte: Elaborado pelo autor.

### Cálculo dos esforços solicitantes

Os esforços solicitantes na sapata flexível se desenvolvem como representado na Figura 15.

Figura 15 - Esforços solicitantes na sapata flexível

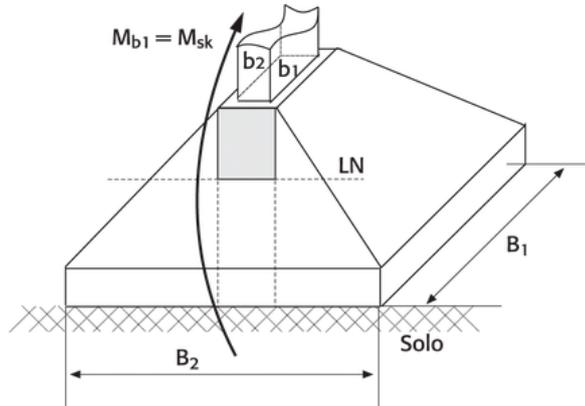


Fonte: Campos, 2015

### Cálculo das armaduras de flexão

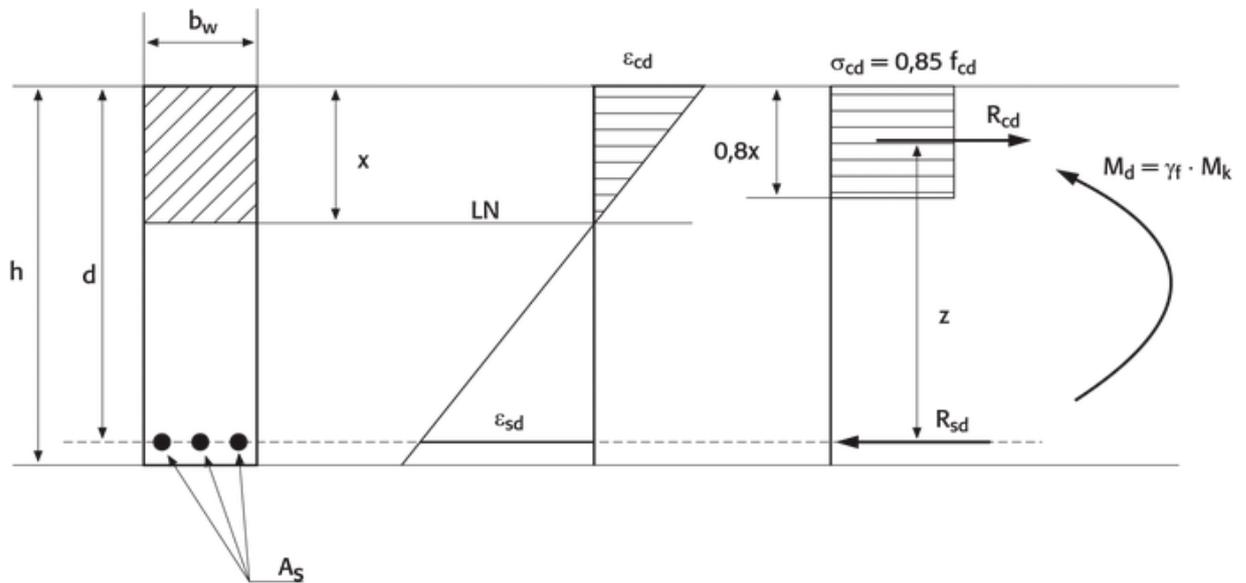
Para o cálculo à flexão, a seção transversal será correspondente à largura do pilar, indicada na Figura 16. O sistema de equilíbrio interno da seção solicitada à flexão está representado na Figura 17, cujo diagrama resistente é retangular.

Figura 16 - Comportamento de flexão



Fonte: Campos, 2015.

Figura 17 - Sistema de equilíbrio interno



Fonte: Campos, 2015.

Seguindo o diagrama de equilíbrio, pode-se chegar na Eq. 2.3, que fornece a armadura necessária para suportar os esforços de tração.

$$A_s = \frac{R_{std}}{\sigma_{std}} = \frac{m_d/z}{\sigma_{std}} \quad \text{Eq. 2.3}$$

### **Dimensionamento à força cortante**

A Eq. 2.4 segue o modelo de cálculo onde admite-se diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e que a parcela complementar  $V_c$  tenha valor constante, independente de  $V_{sd}$  (NBR 6118:2014, item

17.4.2.2). Considera-se como  $90^\circ$  o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

$$\frac{A_{sw}}{s} = \left[ \frac{\left( \frac{V_{sd}}{b_w \times b} \right) - 0,6 f_{ctd}}{0,9 f_{ywd}} \right] \times b_w \quad Eq. 2.4$$

### 2.3.2.2 Hipótese de distribuição de tensões no solo

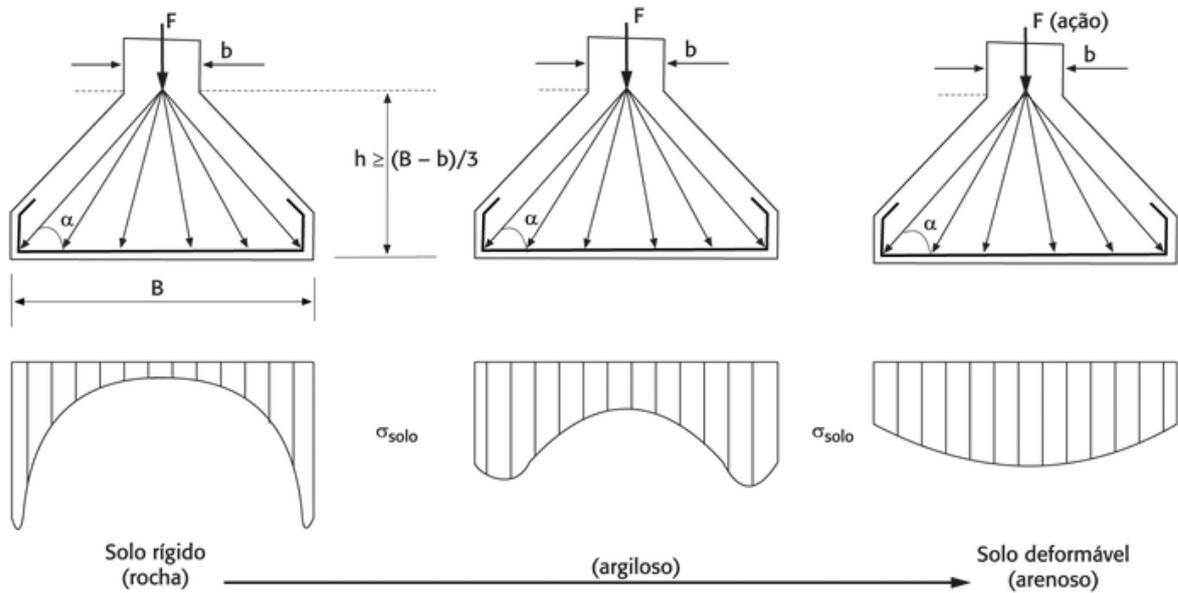
No item 7.8.1 da NBR 6122:2010, indica-se que as sapatas devem ser calculadas considerando-se os diagramas de tensão na base, função das características do solo (rocha).

Para Bastos (2016), a tensão de apoio que a área da base de uma sapata exerce no solo é o fator mais importante relativo à interface base-solo. Essa tensão não é necessariamente uniforme, depende de fatores como excentricidade do carregamento, momentos fletores, rigidez da fundação, propriedades do solo e rugosidade da base.

Segundo Montoya, Meseguer e Cabré (1973), a distribuição de pressões no solo embaixo de fundações rígidas não é uniforme. As Figuras 18 e 19 representam, as variações de tensões desenvolvidas pelas sapatas rígidas e flexíveis em solos rígidos e deformáveis.

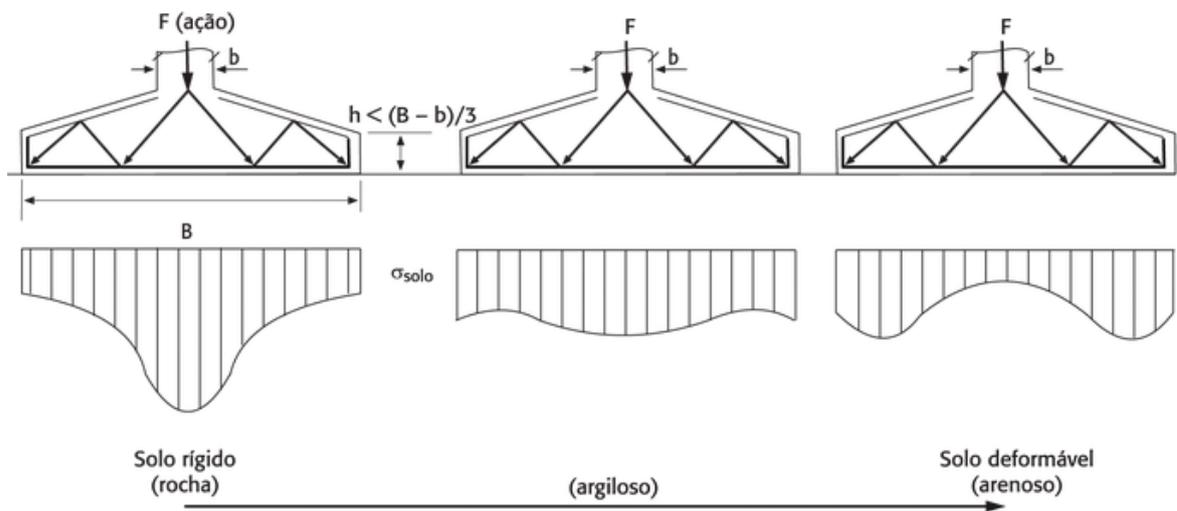
No caso das sapatas flexíveis, as deformações da fundação fazem com que, em solos rígidos, a pressão no solo aumente sob o pilar e seja menor nas bordas, conforme indicado na Figura 20. Em solos deformáveis, por tanto, a pressão apresenta-se praticamente uniforme (Leonhardt; Mönnig, 1978).

Figura 18 - Distribuição de tensões pelas sapatas rígidas



Fonte: Campos (2015)

Figura 19 - Distribuição de tensões pelas sapatas flexíveis



Fonte: Campos (2015)

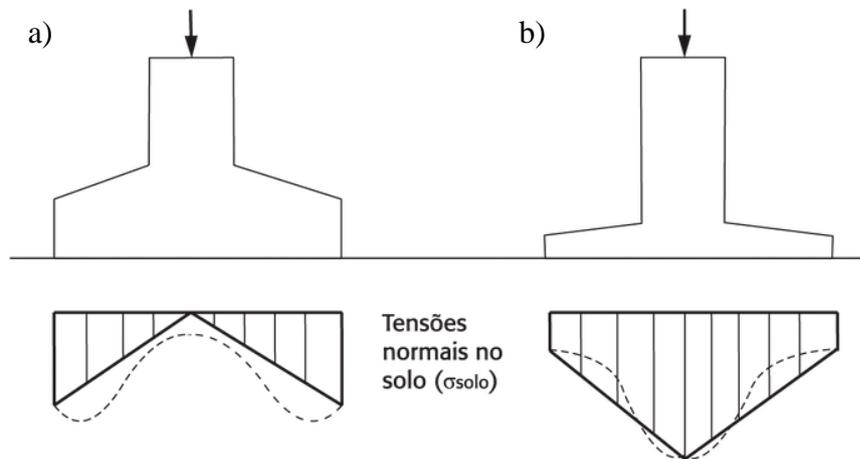
Segundo Campos (2015)

Diante dessas considerações, admite-se que a hipótese de uma pressão no solo uniformemente distribuída é suficiente para o dimensionamento das sapatas, dada uma determinada carga de ruptura, com exceção dos casos de sapata (corrida) rígida e flexível em rocha.

Nesses casos, admite-se a distribuição em dois triângulos com o vértice no centro da figura, conforme indicado na Figura 20, sendo um com vértice para cima (tensão zero) e o outro com vértice para baixo (tensão máxima).

De acordo com o item 22.6.1 da NBR 6118:2014, é possível admitir a distribuição de tensões normais no contato solo-sapata rígida como plana caso não se disponha de informações mais precisas. Por outro lado, para sapatas flexíveis, essa hipótese deve ser revista.

Figura 20 - Distribuição de tensões triangulares no solo em rocha: (a) sapata rígida e (b) sapata flexível

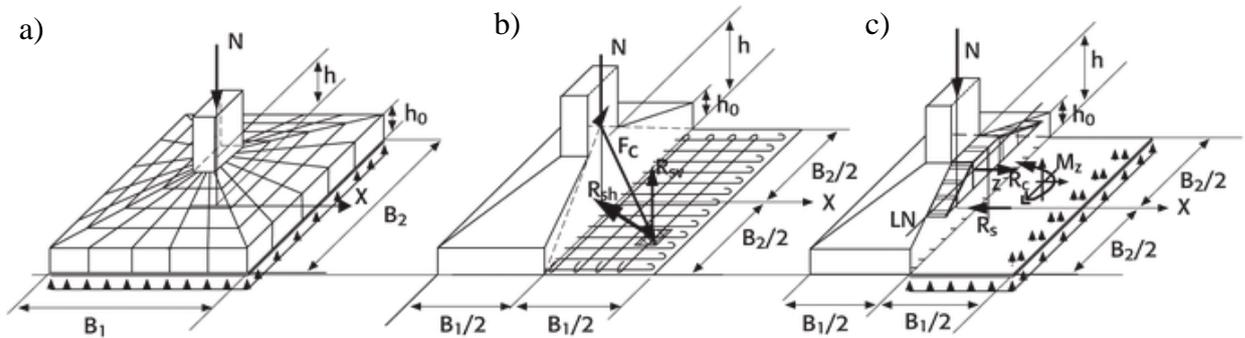


Fonte: Campos (2015)

### 2.3.2.3 Dimensionamento e detalhamento de sapatas

Conforme o item 22.6.3 da NBR 6118: 2014, para o cálculo e o dimensionamento de sapatas devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares (Figura 21-a) ou modelos biela-tirante tridimensionais (Figura 21-b), podendo, quando for o caso, ser utilizados modelos de flexão (Figura 21-c).

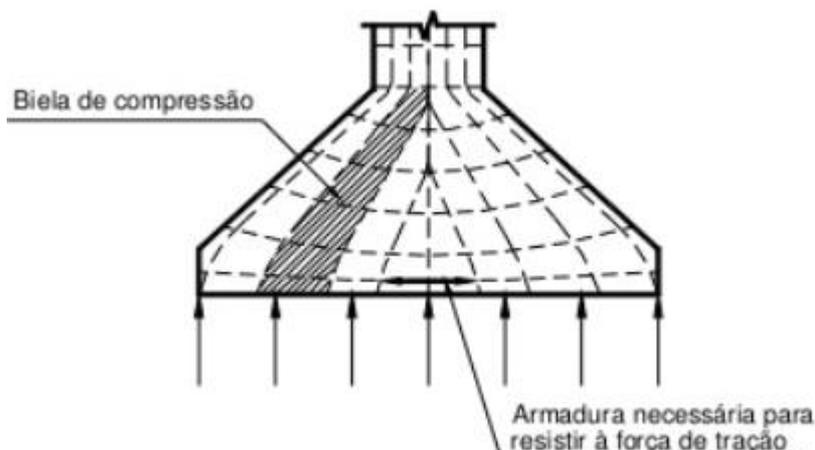
Figura 21 - Modelos tridimensionais: (a) linear, (b) biela-tirante e (c) de flexão



Fonte: Campos (2015)

As bielas representam campos de tensão de compressão no concreto entre as aberturas de fissuras (Figuras. 21-a e 22); os tirantes, por sua vez, são elementos tracionados representados pelas armaduras, utilizadas para absorver os respectivos esforços de tração (Fig. 21-B).

Figura 22 – Comportamento de biela



Fonte: UNESP (2012)

#### 2.3.2.3.1 Ações provenientes da superestrutura

Os esforços nas fundações, segundo o item 5.1 da NBR 6122:2010, são determinados a partir das ações e de suas combinações mais desfavoráveis, conforme prescrito também pela NBR 6118:2014.

### 2.3.2.3.2 Sapata rígida

O comportamento estrutural das sapatas rígidas pode ser dividido para trabalhar separadamente nas duas direções, tanto à flexão quanto ao cisalhamento, conforme o item 22.6.2.2 da NBR 6118:2014. Nesses casos, será admitida a tração à flexão uniformemente distribuída ao longo da largura correspondente da sapata.

A teoria de cálculo das sapatas rígidas, com comportamento de bielas, foi desenvolvida pelo engenheiro francês M. Lebellet em 1936. Por meio de inúmeros ensaios, Lebellet observou que sapatas com altura maior ou igual a  $(B - b)/4$  apresentavam uma configuração de fissuras específicas, sugerindo um conjunto de bielas simétricas, independentes e atirantadas pela armadura, conforme apresentado na Figura 22.

#### 2.3.2.3.2.1 Sapata isolada

É o elemento de fundação, com lado B1 e B2, com seção não alongada ( $B2 \leq 3B1$ ) que transmite ações de um único pilar centrado diretamente ao solo, como indicado na Figura 23. É também o tipo de sapata mais utilizada.

Essas sapatas podem apresentar bases quadradas, retangulares, circulares ou em outras formas, conforme visto anteriormente, com a altura constante (blocos) ou variando linearmente entre as faces do pilar à extremidade da base.

Em seguida, apresenta-se o roteiro para a realização do dimensionamento deste tipo de sapata.

#### I. Cálculo da área da sapata

Para o cálculo da área da sapata, aplica-se a Eq. 2.5:

$$A = \frac{[N_{sk} + (0,05 \text{ a } 0,1) \times (G_{pp,k} + G_{solo,k})]}{\sigma_{adm,solo}} = \frac{(1,05 \text{ a } 1,10) \times N_{sk}}{\sigma_{adm,solo}} \quad Eq. 2.5$$

ou

$$A = \frac{\gamma_f [N_{sk} + (0,05 \text{ a } 0,1) \times (G_{pp,k} + G_{solo,k})]}{R_{d,solo}} = \frac{\gamma_f (1,05 \text{ a } 1,10) \times N_{sk}}{R_{d,solo}} \quad \text{Eq. 2.6}$$

Onde:

$N_{sd} = F_{sd} = \gamma_f \times N_{sk}$  é a força solicante de cálculo;

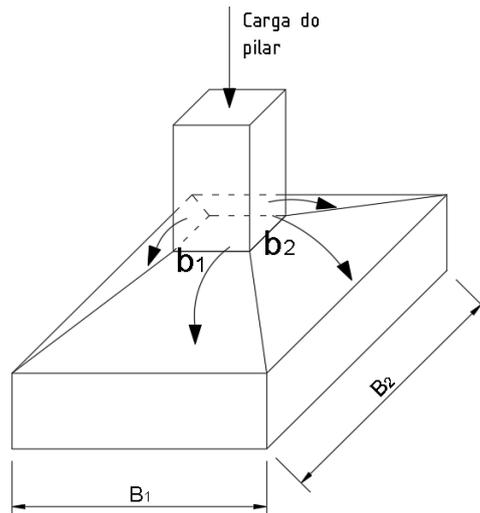
$G_{pp,k}$  é a carga pelo peso próprio da sapata;

$G_{solo,k}$  é a carga pelo solo (terra) sobre a sapata;

$R_{d,solo}$  é a resistência do solo;

$\sigma_{adm,solo}$  é a tensão admissível do solo.

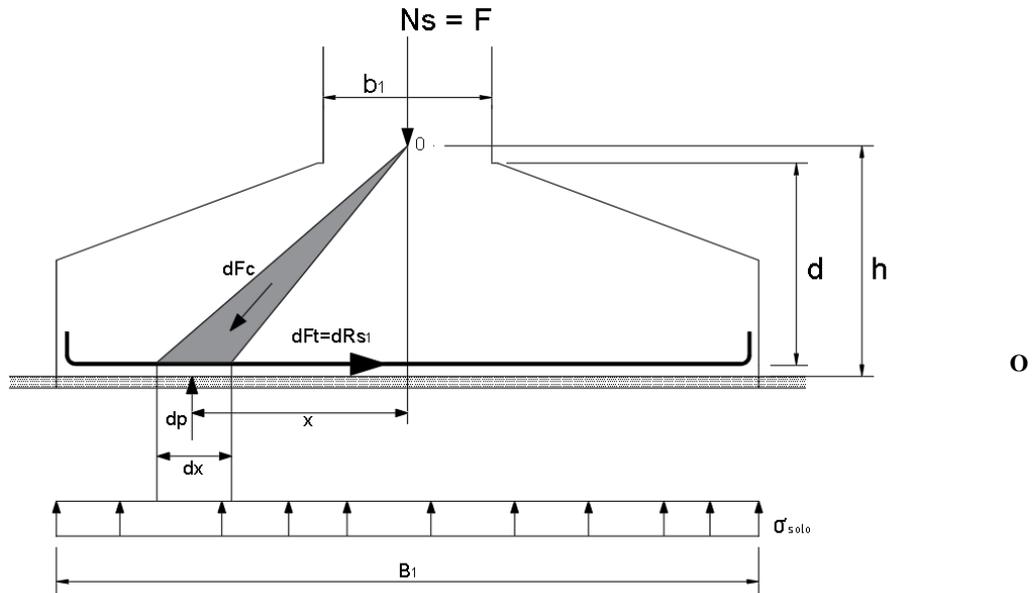
Figura 23 - Sapata isolada rígida



Fonte: Elaborado pelo autor.

A NBR 6122:2010, no seu item 5.6, indica que será utilizado o fator 0,05 a 0,10 (5% a 10% da carga permanente) para considerar o peso próprio da sapata, assim como peso do solo acima da sapata, se existir. Recomendam-se 5% para sapatas flexíveis e de 5% a 10% para sapatas rígidas (Campos,2015). Com essas considerações tem-se a distribuição dos esforços na sapata como indicado na Figura 24.

Figura 24 - Sapata rígida: sistema estrutural



Fonte: Elaborado pelo autor.

As dimensões  $B_1$  e  $B_2$ , se possível, devem ser escolhidas de maneira que os momentos fletores nas duas direções produzam esforços nas armaduras aproximadamente iguais ( $R_{s1} \cong R_{s2}$ ).

## II. Cálculo das armaduras de flexão pelo método bielas-tirantes

Do sistema estrutural apresentado na Figura 24, pode-se escrever uma nova equação fazendo o momento em relação ao ponto O.

O peso próprio da sapata, não provoca espriamento de carga sendo diretamente suportado pelo solo e, conseqüentemente, não é considerado no cálculo da força de tração na armadura  $R_{st}$ .

A força infinitesimal que o solo aplica na sapata pode ser descrita por:

$$d_p = \sigma_{solo} \cdot dx \cdot B_2 = \frac{N_s}{(B_1 \times B_2)} \cdot B_2 \cdot dx \quad \text{Eq. 2.7}$$

Em que  $d_{RS1}$  é a força infinitesimal na armadura na direção de  $B_1$ .

O momento fletor em relação ao ponto  $O$  pela aplicação da carga  $d_p$  será:

$$d_p \cdot X = d_{Rs1} \cdot d_0 \therefore \frac{N_{sk}}{(B_1 \cdot B_2)} \cdot B_s \cdot X \cdot dx = d_{Rs1} \cdot d_0 \quad Eq. 2.8$$

$$R_{s1} = \frac{N_s}{(B_1 \cdot d_0)} \int_0^{\frac{B_1}{2}} X \cdot d_0 = \frac{N_s}{(B_1 \cdot d_0)} \frac{X^2}{2} \Big|_0^{\frac{B_1}{2}} = \frac{N_s}{(B_1 \cdot d_0)} \frac{B_1^2}{8} \quad Eq. 2.9$$

$$\frac{d_0}{\left(\frac{B_1}{2}\right)} = \frac{d}{\left[\frac{(B_1 - b_1)}{2}\right]} \rightarrow d_0 = \frac{B_1 \cdot d}{(B_1 - b_1)} \quad Eq. 2.10$$

Em que  $b_1$  é a dimensão do pilar na direção de  $B_1$  da sapata e  $b_2$  é a dimensão na direção de  $B_2$  da sapata (Figura 23).

$$\begin{aligned} N_{sd} &= \gamma_f \cdot N_{sk} \\ R_{sd1} &= \frac{N_{sd}}{8d} (B_1 - b_1) \end{aligned} \quad Eq. 2.11$$

em que  $N_{sd}$  é a carga concentrada de cálculo.

$$A_{s1} = \frac{R_{sd1}}{f_{yd}} \quad Eq. 2.12$$

em que  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva.

Utiliza-se um procedimento idêntico para o cálculo do  $A_{s2}$  (tração na direção de  $B_2$ ).

$$R_{sd2} = \frac{N_{sd}}{8d} (B_2 - b_2) \quad Eq. 2.13$$

$$A_{s2} = \frac{R_{sd2}}{f_{yd}} \quad Eq. 2.14$$

### III. Cálculo das dimensões $B_1$ e $B_2$ da sapata

Para que  $R_{s1} \cong R_{s2} \therefore (B_1 - b_1) \cong (B_2 - b_2)$  :

$$B_1 = B_2 + (b_1 - b_2) \therefore B_2 = B_1 - (b_1 - b_2) \quad \text{Eq. 2.15}$$

em que a área da sapata é calculada por  $B_1 \cdot B_2$  .

$$B_2 = \frac{A}{B_1} \quad \text{Eq. 2.16}$$

$$B_1 = \frac{A}{B_1} + (b_1 - b_2) \quad \text{Eq. 2.17}$$

$$(B_1)^2 = A + B_1(b_1 - b_2) \therefore (B_1)^2 - (b_1 - b_2)B_1 - A = 0 \quad \text{Eq. 2.18}$$

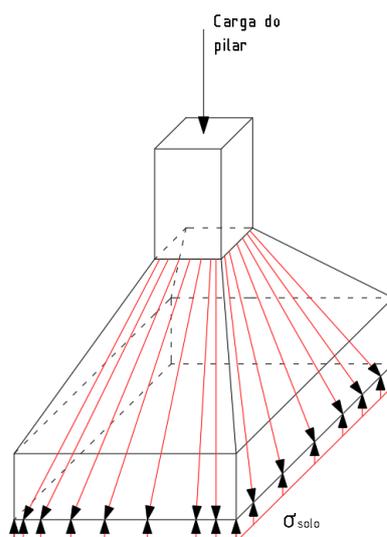
$$B_1 = \frac{(b_1 - b_2) \pm \sqrt{(b_1 - b_2)^2 + 4A}}{2} \quad \text{Eq. 2.19}$$

$$B_1 = \frac{(b_1 - b_2)}{2} \pm \sqrt{\frac{(b_1 - b_2)^2}{4} + A} \quad \text{Eq. 2.20}$$

### IV. Verificação ao cisalhamento

O cone hipotético de punção da Figura 25, gerado a partir do contorno C (indicado na Figura 26), transfere a carga diretamente à fundação, verificando-se praticamente a inexistência de punção. Todavia, há a necessidade da verificação da tensão de ruptura nas bielas comprimidas.

Figura 25 - Cone hipotético de carga



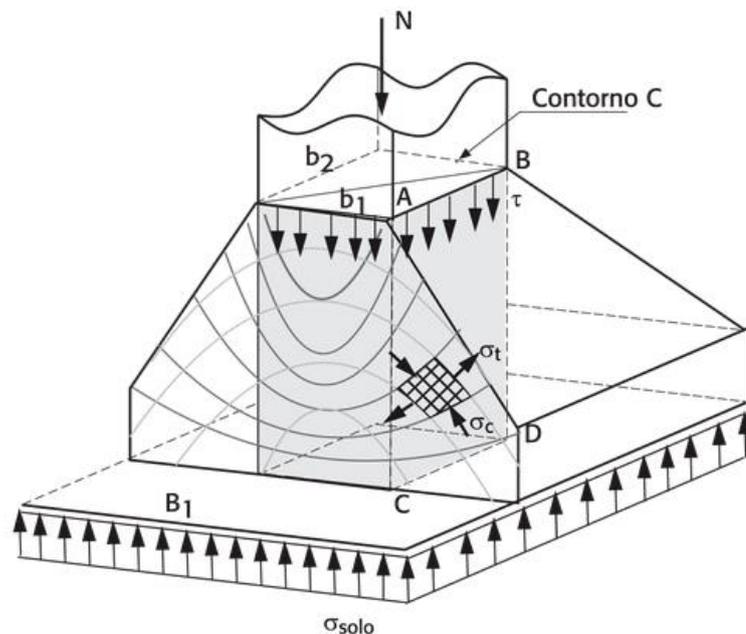
Fonte: Elaborado pelo autor.

### V. Verificação das tensões nas bielas: ruptura por compressão diagonal

As tensões de cisalhamento devem, portanto, ser verificadas com atenção à ruptura por compressão diagonal do concreto no contorno C da ligação sapata-pilar (Figura 26), ou seja, na biela comprimida, de acordo com o item 19.5.3.1 da NBR 6118:2014.

Com relação ao cisalhamento em fundações, Leonhardt e Mönning (1978) recomendam que se reduza a força cortante por conta das condições mais favoráveis do que em lajes de piso, visto que a pressão que o solo provoca sob o pilar desenvolve tensões que aumentam a tensão de cisalhamento.

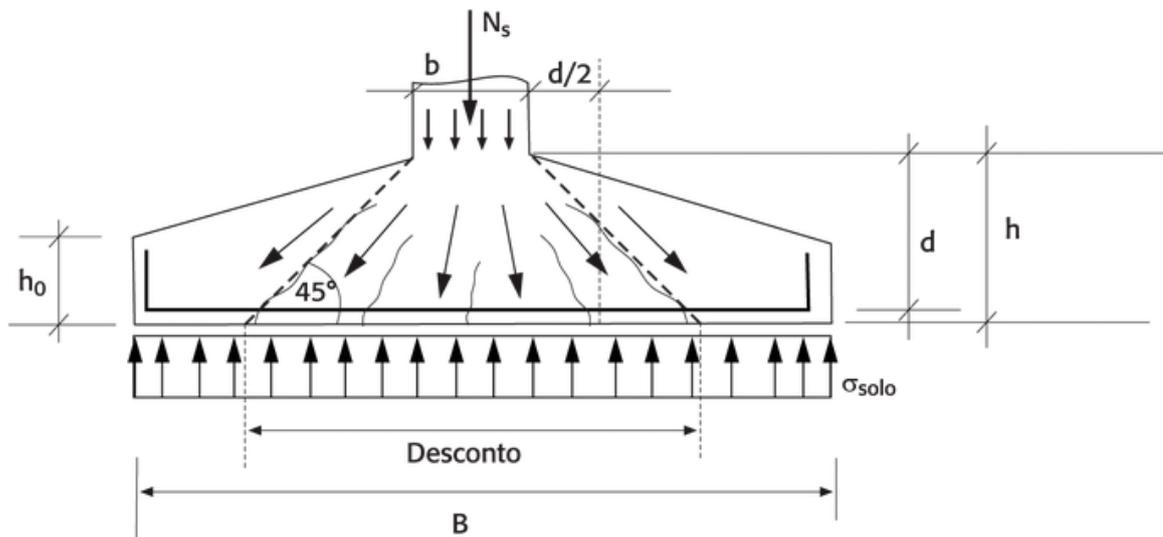
Figura 26 - Tensões no contorno C da ligação sapata-pilar



Fonte: Campos (2015)

A força cortante, bem como a punção e a resistência ao cisalhamento, podem ser calculadas na seção a uma distância de  $d/2$  da face do pilar, em qualquer direção. A ruptura por cisalhamento ocorre sob a forma de punção com fissuras inclinadas a  $45^\circ$  (Figura 27) (CAMPOS, 2015).

Figura 27 - Verificação à punção

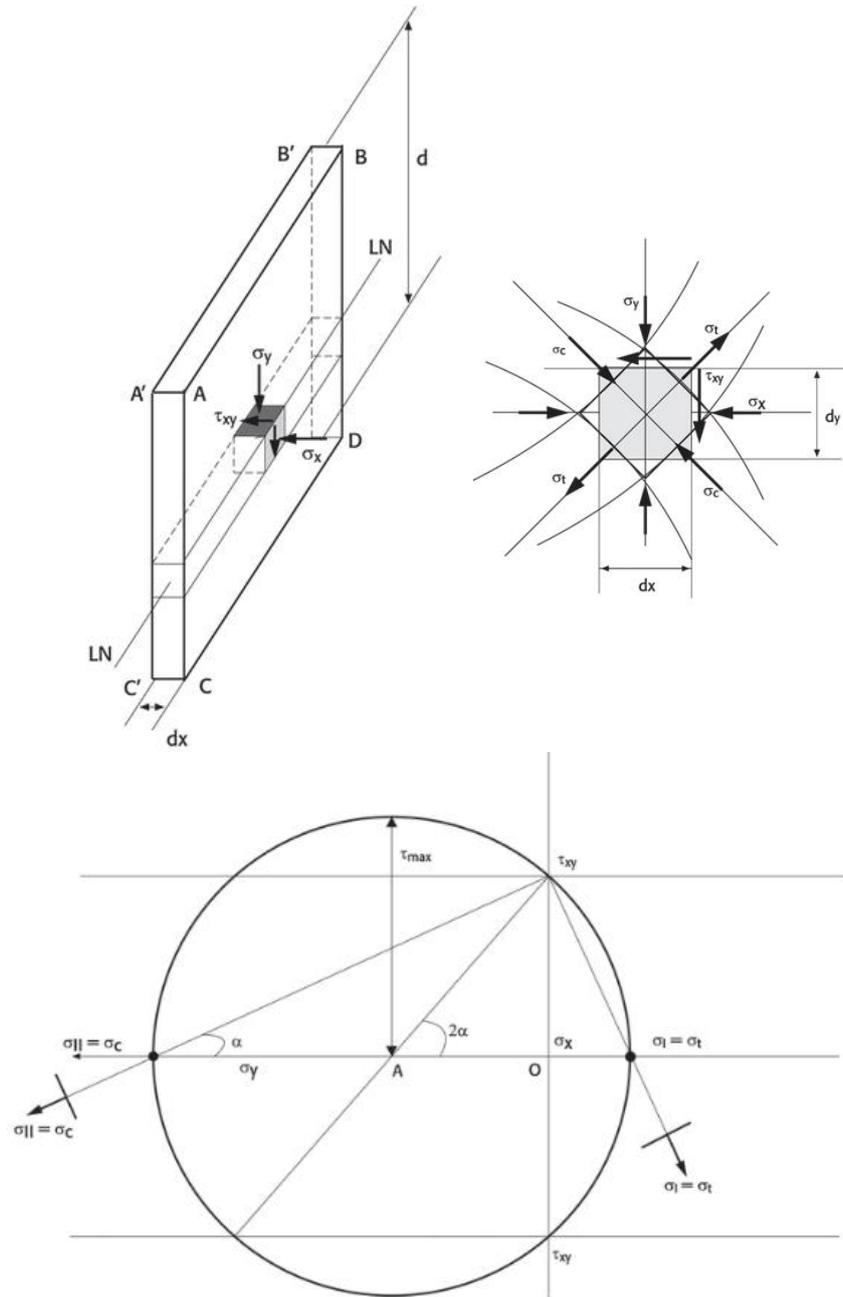


Fonte: Campos (2015)

Autores como Leonhardt e Mönnig (1978), recomendam a verificação na seção a  $d/2$  da face do pilar, enquanto o item da 17.4.1.2.1 da NBR 6118:2014 estabelece que essas reduções não se aplicam à verificação à compressão diagonal do concreto. Assim, a verificação do concreto será feita junto à face do pilar.

Quando se fala em verificação ao cisalhamento, o que se verifica na realidade é a tensão principal de compressão nas bielas comprimidas (Figura 28).

Figura 28 - Tensões no elemento dx-dy (círculo de Mohr)



Fonte: Campos (2015)

A tensão de cisalhamento atuante no plano ABCD (Figuras 26 e 28) é igual a:

$$\tau_{xy,d} = \tau_{sd} = \frac{N_{sd}}{(\mu \cdot d)} \quad \text{Eq. 2.21}$$

onde:

$\mu$  é o perímetro do contorno crítico  $C = 2(b_1 + b_2)$  (Figura 26);

$d$  é a altura útil;

$F_{sd}$  é a força de cálculo aplicada (ação)

$N_{sd}$  é a solicitante de cálculo.

Com base no círculo de Mohr, obtêm-se as seguintes equações:

$$\sigma_I = \sigma_t = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{XY}^2} \quad \text{Eq. 2.22}$$

$$\sigma_{II} = \sigma_c = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{XY}^2} \quad \text{Eq. 2.23}$$

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_y - \sigma_x} \quad \text{Eq. 2.24}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{\tau}{\sigma_x - \sigma_{II}} = \frac{\tau}{\sigma_y - \sigma_I} \quad \text{Eq. 2.25}$$

Para condições-limites, de acordo com o item 8.2.6 da NBR 6118:2014, têm-se:

$$\sigma_I \leq f_{ctk} = 0,9 \cdot 1,3 f_{ct,m} = 0,9 \cdot 1,3 \cdot 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,351 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Eq. 2.26}$$

$$\sigma_{II} \leq f_{ctk} - 4f_{ctk} \quad \text{Eq. 2.27}$$

Considerando  $\alpha = 45^\circ$  e  $\sigma_x = 0$  na posição da linha neutra, na Eq. 2.26 obtêm-se:

$$\tau = \sigma_{II} \leq f_{ck} - 4f_{ctk} \cong f_{ck} - 4\frac{f_{ck}}{8} = 0,5f_{ck} \quad Eq. 2.28$$

No entanto, o item 19.5.3.1 da NBR 6118:2014 limita:

$$\tau_{xy,d} = \tau_{sd} = \frac{N_{sd}}{(\mu \cdot d)} \leq \tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v \cdot f_{cd} \quad Eq. 2.29$$

em que  $\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$  é o fator que representa a eficiência do concreto, com  $f_{ck}$  em megapascal.

Segundo Campos (2015), “o valor de  $\tau_{Rd2}$  pode ser ampliado em 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto ao pilar interno quando os vãos que chegam a esse pilar não diferirem mais de 50% e não existirem aberturas junto ao pilar”. Seguindo a recomendação, para não aparecer punção, usa-se:

$$d \geq \frac{N_{sd}}{0,27\alpha_v \cdot \mu \cdot f_{cd}} \quad Eq. 2.30$$

### 2.3.2.3.2.2 Sapata associada

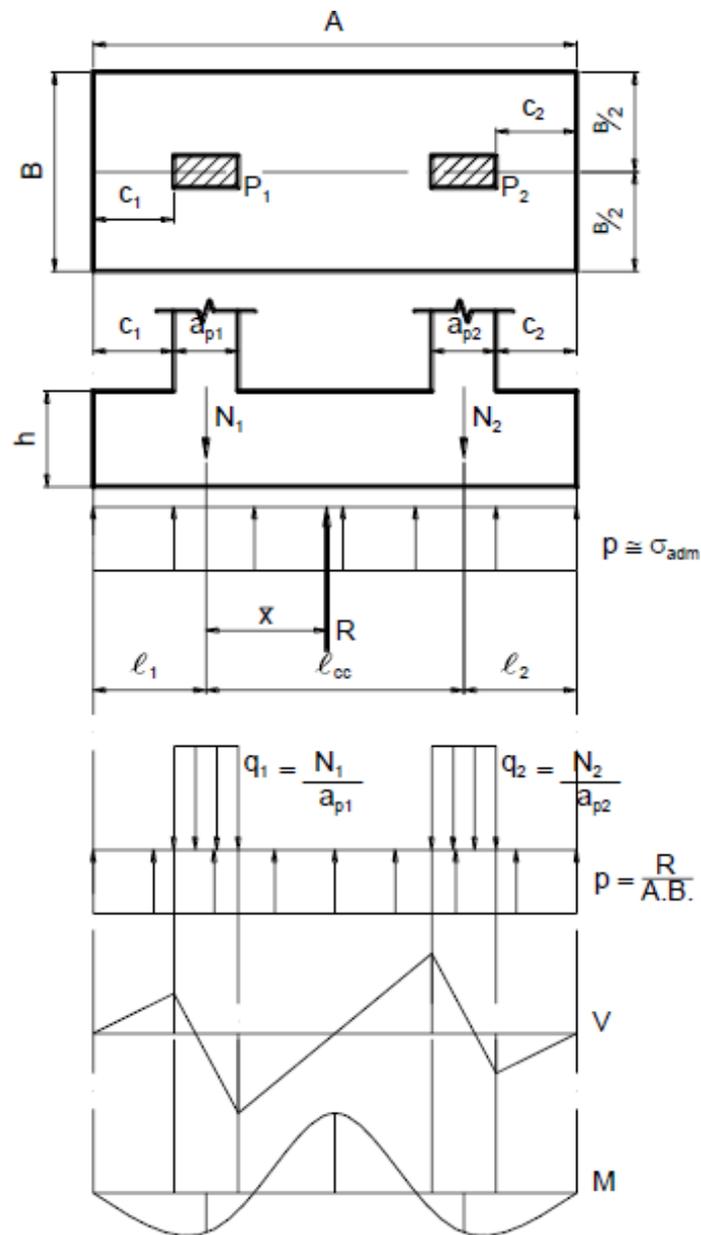
Segundo Bastos (2016), estes tipos de sapatas também são denominados de conjuntas ou conjugadas. Como este tipo de sapatas podem receber cargas de dois ou mais pilares, alinhados ou não, com cargas iguais ou diferentes, com um pilar na divisa, com desenho em planta retangular, trapezoidal, etc.; existem várias metodologias de dimensionamento de sapatas associadas. Além disso, dependendo da capacidade de carga do solo e das cargas dos pilares, a sapata associada pode ter uma viga unindo dois pilares, chamada viga de rigidez.

Para considerar a pressão no solo (de modo simplificado) como uniforme, o centro geométrico da sapata associada deve coincidir com o centro de carga dos pilares.

A Figura 29 mostra uma sapata associada com dimensões  $A$  e  $B$ , suportando os pilares P1 e P2. Observa-se que são construídos os diagramas de força cortante e momento

fletor, semelhante ao cálculo de uma viga, para obter os esforços máximos. Os esforços dependem das forças axiais  $N_1$  e  $N_2$  dos pilares, que podem ser diferentes ou semelhantes.

Figura 29 - Esforços internos em sapatas associadas



Fonte: Bastos (2016).

## I. Dimensões em planta

Existe três situações para determinar as dimensões da sapata:

- i.  $N_1 \neq N_2$  e largura  $B$  previamente fixada.

$$R = (N_1 + N_2) \quad \text{Eq. 2.31}$$

Fazendo  $\sum M(N_1) = 0$

$$\bar{x} = \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.32}$$

Considerando que a tensão aplicada ao solo é a força  $R$  dividido pela área da sapata:

$$A \times B = \frac{R}{\sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 2.33}$$

As dimensões  $l_1$ ,  $l_2$  e  $A$ , podem ser definidas como:

$$l_1 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.34}$$

$$l_2 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_1}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.35}$$

$$A = l_1 \times l_{cc} \times l_2 \quad \text{Eq. 2.36}$$

- ii.  $N_1 \neq N_2$  e comprimento  $A$  previamente fixado.

$$R = (N_1 + N_2) \quad \text{Eq. 2.37}$$

Fazendo  $\sum M(N_1) = 0$

$$\bar{x} = \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.38}$$

As dimensões  $l_1$ ,  $l_2$  e  $A$ , podem ser definidas como:

$$l_1 = \frac{A}{2} - \bar{x} \quad \text{Eq. 2.39}$$

$$l_2 = \frac{A}{2} - (l_{cc} - \bar{x}) \quad \text{Eq. 2.40}$$

$$B = \frac{R}{A \times \sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 2.41}$$

Para os casos i e ii, se o pilar estiver com a largura na direção da dimensão  $A$ , pode-se simplificar fazendo-o apenas como um apoio pontual, ou seja, a carga  $N_1$  aplicada no centro de  $a_{p1}$ . A sapata mais econômica é obtida fazendo o momento fletor negativo próximo ao momento fletor positivo (BASTOS, 2016).

iii.  $N_1 \cong N_2$  ou  $N_1 < N_2$  e comprimento  $l_1$  fixado.

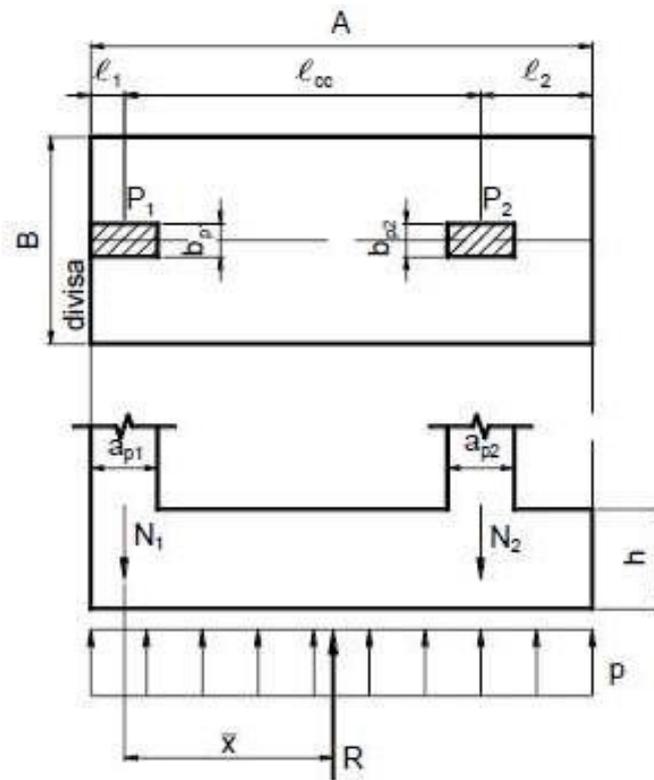
Este caso é comum em sapatas de divisa. O comprimento  $A$  da sapata deve, pelo menos, estender-se até a face do pilar de divisa. Quando as cargas dos pilares não forem muito diferentes entre si, a sapata pode ser de formato retangular. A Figura 30 ilustra as dimensões para uma sapata associada onde pelo menos um dos pilares é de divisa.

$$\bar{x} = \frac{N_2}{R} \times l_{cc} \quad \text{Eq. 2.42}$$

$$A = 2 \times (l_1 + \bar{x}) \quad \text{Eq. 2.43}$$

$$B = \frac{R}{A \times \sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 2.44}$$

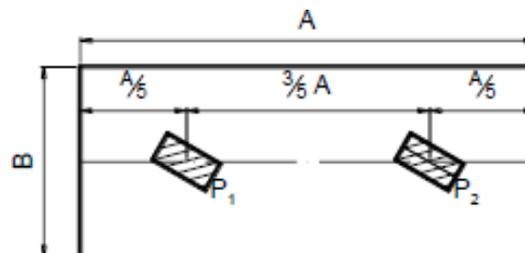
Figura 30 - Sapata associada com pilar de divisa



Fonte: Bastos (2016)

Segundo Bastos (2016), para o caso de cargas dos pilares iguais ou muito próximas, e pilares não de divisa, o dimensionamento econômico é conseguido com os balanços sendo  $A/5$  (Figura 31).

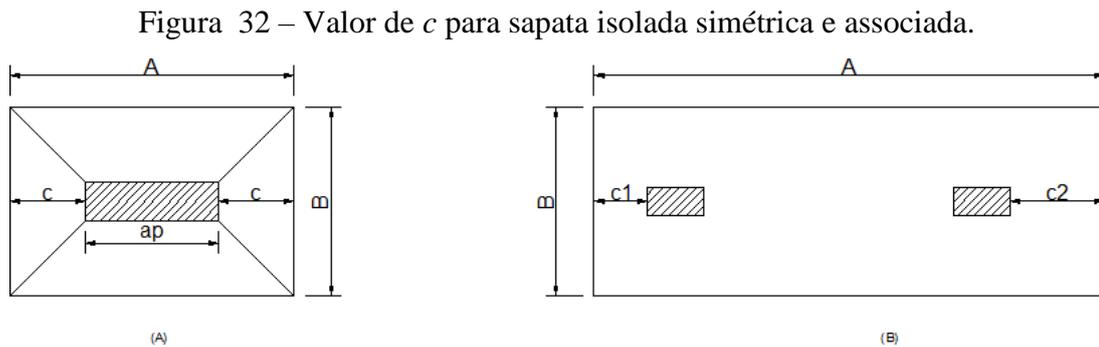
Figura 31 – Dimensionamento econômico para sapata associada, com  $N_1$  e  $N_2$  equivalentes e nenhum de divisa.



Fonte: Bastos (2016)

## II. Altura da sapata ( $h$ )

Em sapatas rígidas isoladas e simétricas, tem-se  $A - a_p = 2 \times c$ . Porém, para análise de sapatas associadas, para o valor de  $c$  adota-se o maior balanço. A Figura 32 ilustra o caso de sapata isolada simétrica e de sapata associada.



Fonte: Adaptado de Bastos (2016)

Portanto, para que seja adotada sapata rígida, a altura pode ser definida como:

$$h \geq \frac{2 \times C_M}{3} \quad \text{Eq. 2.45}$$

Onde:

$C_M$  é o maior entre  $C_1$  e  $C_2$ .

## III. Dimensionamento à flexão longitudinal

Determinadas as dimensões e altura da sapata, é calculada a armadura resistente à flexão da sapata ao longo do maior comprimento, ou seja, do comprimento  $A$ . Conforme mostra a Figura 32, pode-se analisar a sapata como uma viga com balanços nas extremidades, sendo que a pressão exercida pelo solo na base da sapata, e vice-versa, será considerada como uma força distribuída pelo comprimento  $A$  da mesma.

A tensão aplicada pela sapata no solo é:

$$\sigma_{solo} = \frac{N_1 + N_2 + \dots + N_n}{A \times B} \quad \text{Eq. 2.46}$$

Onde

$N_1 + N_2 + \dots + N_n$  são as forças axiais dos pilares sobre a sapata.

Baseando-se no apresentado, pode-se escrever força distribuída no comprimento A como:

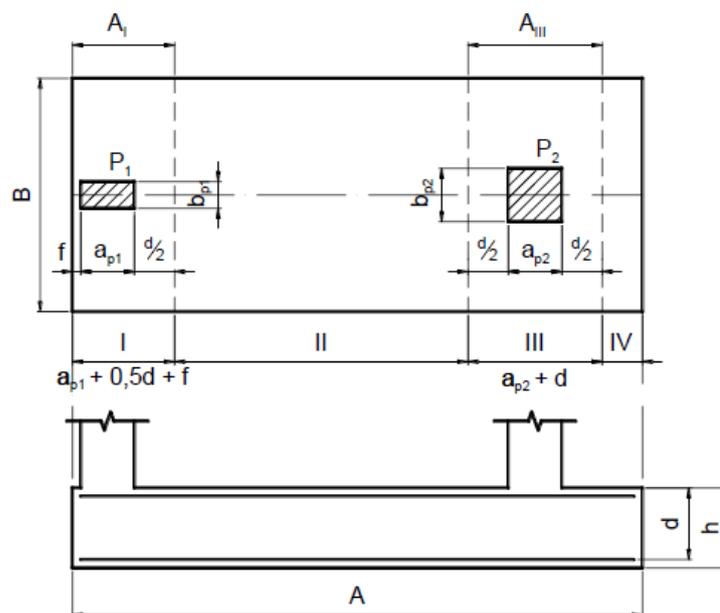
$$\bar{p}_A = \sigma_{solo} \times B \quad \text{Eq. 2.47}$$

Determinam-se os diagramas dos esforços cortantes e o dos momentos fletores, com as dimensões da sapata, as forças axiais dos pilares e a tensão do solo. Assim, tem-se os valores de momentos máximos positivos (tracionam as fibras de baixo da sapata) e negativos (tracionam as fibras de cima das sapatas), e conseqüentemente consegue-se dimensionar as armaduras resistentes à tração.

#### IV. Dimensionamento à flexão transversal

Segundo Bastos (2016), para a determinação da armadura na direção transversal, é sugerido adotar uma viga fictícia sob cada pilar com largura  $d/2$ , como é indicado na Figura 33.

Figura 33 – Armadura de flexão transversal



Fonte: Bastos (2016)

Onde

$f$  é a distância da face do pilar de divisa até a extremidade da sapata.

Sendo assim, para as regiões *I* e *III*, adota-se uma viga sob cada pilar com dimensões como indicado na Figura 33. Determina-se a força distribuída na viga como sendo a carga axial do pilar dividido pela largura  $B$  e, assim como em viga em condições de apoio engaste livre, o momento é dado como  $M = q \times l^2 / 8$ .

Para região *I*:

$$q_1 = \frac{N_1}{B} \quad \text{Eq. 2.48}$$

$$M_1 = q_1 \times \frac{(B - b_{p1})^2}{8} \quad \text{Eq. 2.49}$$

$$A_s = \frac{\gamma_f \times M_1}{f_{yd} \times 0,85 \times d} \quad \text{Eq. 2.50}$$

Para região *III*, a análise é equivalente à feita para região *I*, mas ao invés da carga ser  $N_1$  é  $N_2$ , e o vão é  $B - b_{p2}$ . Nas regiões *II* e *IV* da sapata deve ser colocado armadura mínima de viga ( $cm^2/m$ ).

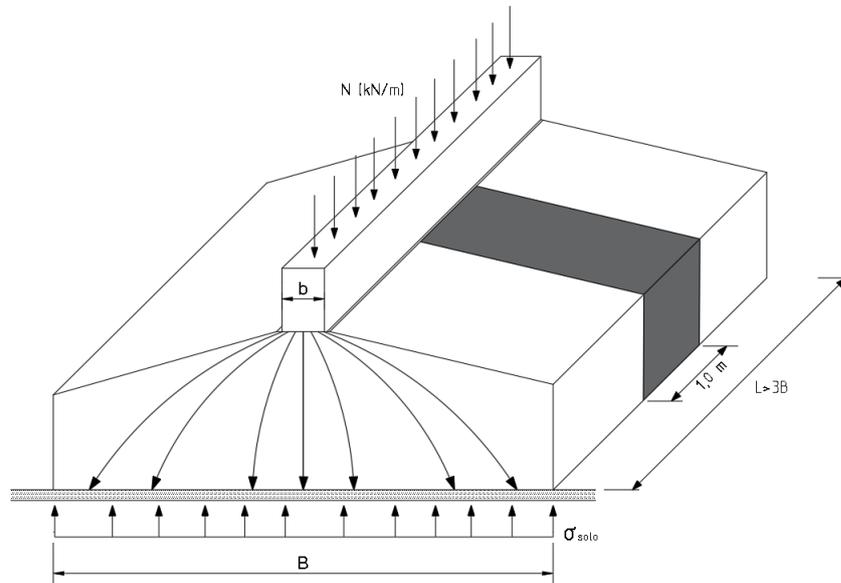
Sendo assim, para as regiões *II* e *IV*, tem-se:

$$A_{s,II} = A_{s,IV} = \rho_{min} \times b \times h \quad \text{Eq. 2.51}$$

### 2.3.2.3.2.3 Sapata corrida

Para sapata corrida rígida ( $L \geq 3 B$ ), utilizam-se os mesmos critérios adotados para sapatas isoladas rígidas, referentes ao seu dimensionamento e o detalhamento, considerando, nesse caso, as larguras  $B$  e  $L$ , da sapata e do pilar, respectivamente, unitárias (Figura 34).

Figura 34 - Sapata corrida rígida



Fonte: Elaborado pelo autor.

### I. Cálculo das armaduras pelo método das bielas-tirantes

O sistema estrutural apresentado na Figura 24 se repete na Figura 35, e utiliza-se a Eq. 2.9 para se escrever a Eq. 2.55, mas com B igual à unidade.

Assim, a força infinitesimal que o solo aplica na sapata vale:

$$d_p = \sigma_{solo} \cdot dx \cdot 1,0 = \frac{N_s}{(B \cdot 1,0)} \cdot 1,0 dx \quad \text{Eq. 2.52}$$

em que  $N_s$  é a carga distribuída e  $dRs$  é a força infinitesimal na armadura na direção de  $B_1$ .

O momento fletor em relação ao ponto  $O$  pela aplicação da carga  $dp$  é:

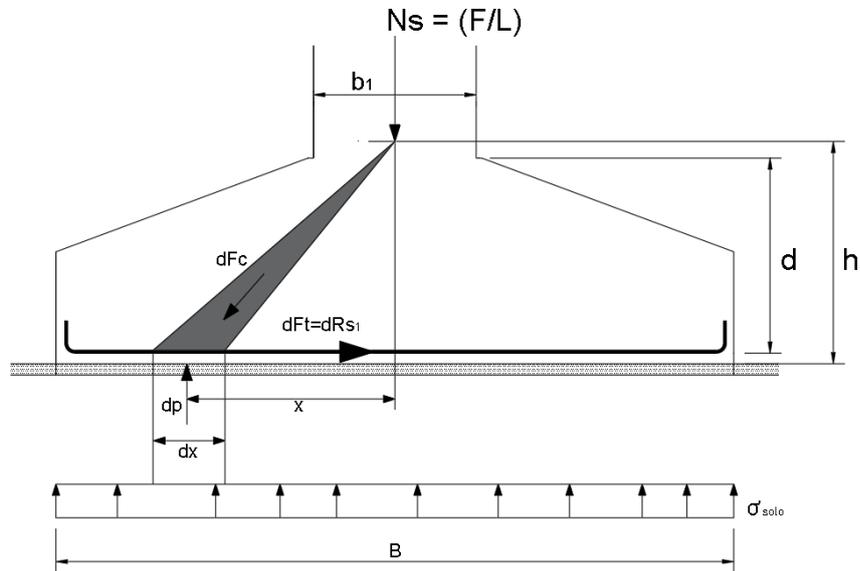
$$d_p \cdot X = d_{Rs} \cdot d_0 \quad \therefore \quad \frac{N_s}{(B \cdot 1,0)} \cdot 1,0 \cdot X \cdot dx = dRs \cdot d_0 \quad \text{Eq. 2.53}$$

$$R_s = \frac{N_s}{(B \cdot d_0)} \int_0^{\frac{B_1}{2}} X \cdot d_0 = \frac{N_s}{(B \cdot d_0)} \frac{X^2}{2} \Big|_0^{\frac{B}{2}} = \frac{N_s}{(B \cdot d_0)} \frac{B^2}{8} \quad \text{Eq. 2.54}$$

$$\frac{d_0}{\frac{B}{2}} = \frac{d}{\frac{(B-b)}{2}} \quad \rightarrow \quad d_0 = \frac{B \cdot d}{(B-b)} \quad \text{Eq. 2.55}$$

$$R_{sd} = \frac{\gamma_f \cdot N_{sd}}{8d} (B - b) \quad \text{Eq. 2.56}$$

Figura 35 - Equilíbrio de forças na sapata corrida



Fonte: Elaborado pelo autor.

Sendo, nesse caso,  $N_s$  uma carga por unidade de comprimento.

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.57}$$

A armadura de distribuição na direção de  $L$  é:

$$A_{s,dist} = \frac{A_s}{5} \quad \text{Eq. 2.58}$$

## II. Verificação ao cisalhamento

O item 17.6.2.2 da NBR 6118:2014 especifica que no caso das sapatas corridas, a punção é mais difícil de ser identificada. Portanto as tensões de cisalhamento serão calculadas por meio da força cortante na seção II-II (Figura 36) e comparadas com a tensão  $\tau_{R2}$  (normalmente valores maiores do que aqueles calculados pelo efeito da punção).

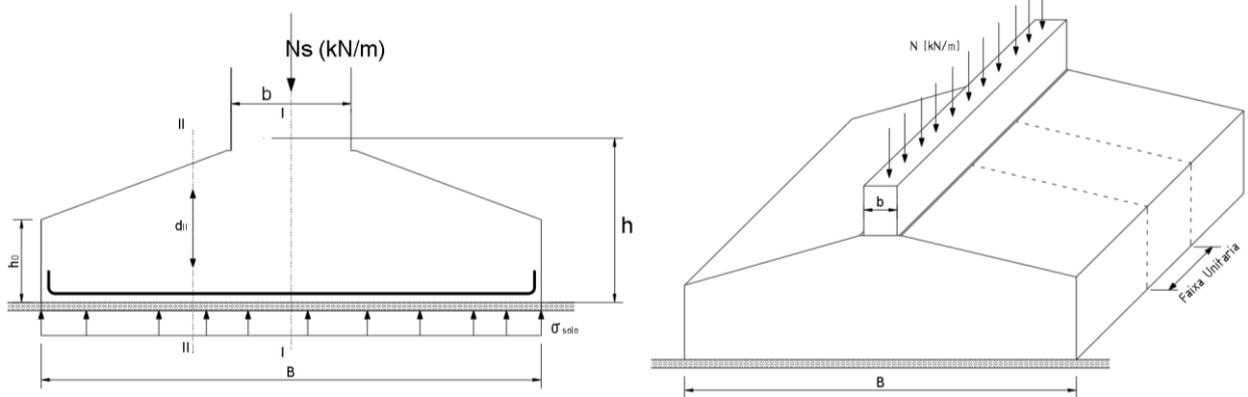
$$V_{II} = \sigma_{solo} \frac{(B-b)}{2} = \frac{N_s}{(B \cdot 1,0)} \frac{(B-b)}{2} \leq \tau_{R2} \quad \text{Eq. 2.59}$$

$$\tau_{sd} = \frac{\gamma_f \cdot V_{II}}{1,0d} \leq \tau_{R2} \quad \text{Eq. 2.60}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 2.61}$$

em que  $\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$  com  $f_{ck}$  em megapascal.

Figura 36 - Cortante na seção II-II



Fonte: Elaborado pelo autor.

### 2.3.2.3.3 Detalhamento das sapatas rígidas

#### ➤ Armadura mínima à flexão (sapata)

Os parâmetros para o cálculo das taxas e valores mínimos das armaduras passivas nas peças de concreto armado se encontram nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 - Taxa mínima de armadura

Forma da seção	Valores de $\rho_{min.}^{(1)} \left( \frac{A_{s,min.}}{A_c} \right) \%$ - Concreto: classe até C50							
	$\frac{f_{ck}}{\omega_{min.}}$	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,0035	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208

<sup>(1)</sup> Os valores de  $\rho_{min.}$  estabelecidos nessa tabela pressupõem uso de aço CA-50,  $\gamma_c = 1,4$ ,  $\gamma_s = 1,15$  e  $b/h = 0,8$ . Caso esses valores sejam diferentes,  $\rho_{min.}$  deve ser calculado com base no valor de  $\omega_{min.} = 0,035$ , ou seja:  $\rho_{min.} = \omega_{min.} \left( \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right)$ .

Fonte: Tabela 17.3 da NBR 6118:2014

➤ Espaçamento entre as barras

As barras da armadura principal devem apresentar espaçamento no máximo igual a  $2h$  ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores. A armadura secundária deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal, mantendo-se ainda um espaçamento entre as barras de no máximo 33 cm, conforme apresentado no item 20.1 da NBR 6118:2014.

Tabela 2 - Valores mínimos para armaduras passivas

	Armaduras negativas	Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção
Elementos estruturais sem armaduras ativas (somente armaduras passivas)	$\rho_s \geq \rho_{min.}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min.}$	$\rho_s \geq \rho_{min.}$	$A_{s/S} \geq 20\%$ da armadura principal; $A_{s/S} \geq 0,9\text{cm}^2/\text{m}$ ; $\rho_s \geq 0,5\rho_{min.}$

Em que  $\rho_{min.} = \frac{A_s}{(b_w \cdot h)}$ . Os valores de  $\rho_{min.}$  constam da Tabela 1.

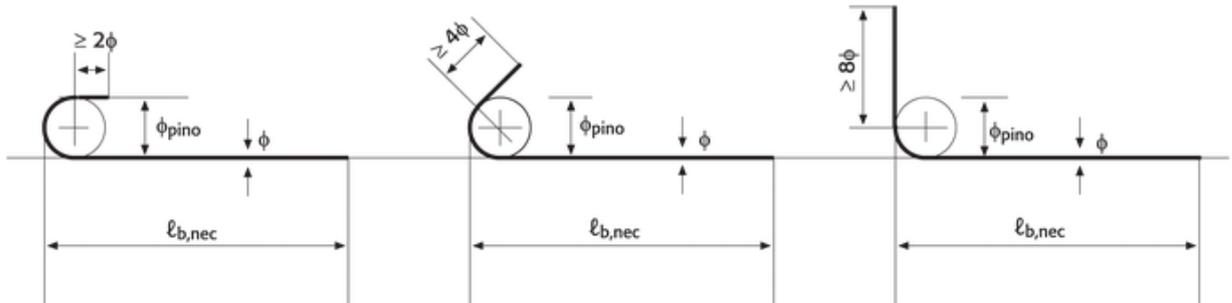
Fonte: Tabela 19.1 da NBR 6118:2014

➤ Ganchos nas extremidades das barras

Referente ao detalhamento, o item 22.6.4.1.1 da NBR 6118:2014 recomenda que a armadura de flexão seja uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-

se na sua totalidade diante dela e terminando em gancho nas duas extremidades. Os ganchos das armaduras de tração são dispostos conforme o item 9.4.2.3 da NBR 6118:2014 (Figura 37).

Figura 37 - Ganchos



Fonte: NBR 6118:2014

Para barras com  $\phi \geq 20$  mm, devem ser usados ganchos de 135° ou 180°. Para barras com  $\phi \geq 25$  mm, deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal, uma vez que pode ocorrer o destacamento de toda a malha da armadura. A Tabela 3 recomenda o diâmetro mínimo de dobramento das barras.

Tabela 3 - Diâmetro de dobramento dos pinos ( $\phi_{pino}$ )

Bitola (mm)	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 $\phi$	5 $\phi$	6 $\phi$
$\geq 20$	5 $\phi$	8 $\phi$	-

Fonte: NBR 6118:2014

➤ Comprimento de ancoragem necessário

Segundo o item da 9.4.2.5 da NBR 6118:2014, o comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por:

$$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min.}(0,3\ell_b, 10\phi \text{ e } 100\text{mm}) \quad \text{Eq. 2.62}$$

Onde:

$\alpha = 1,0$  para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$  para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3\phi$ ;

$\alpha = 0,7$  quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2 da NBR 6118:2014;

$\alpha = 0,5$  quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2 da NBR 6118:2014, e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3\phi$ .

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \text{ (comprimento de ancoragem básico)} \quad \text{Eq. 2.63}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad \text{Eq. 2.64}$$

em que  $\eta_1 = 2,25$ ;  $\eta_2 = 1,0$ ;  $\eta_3 = 1,0$ , de acordo com o item 9.3.2.1 da NBR 6118:2014.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21 f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Eq. 2.65}$$

Na Tabela 4 apresenta-se os comprimentos de ancoragem em função do diâmetro das barras e dos valores característicos de concreto.

Tabela 4 - Comprimento de ancoragem em função da bitola e dos valores característicos de concreto

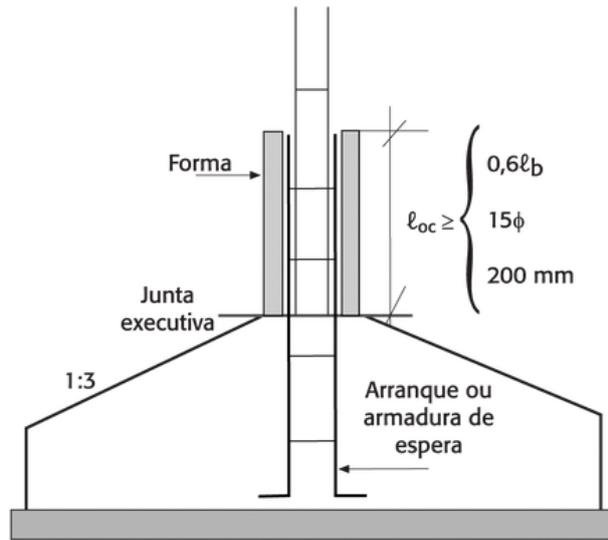
	<b>Resistência característica do concreto (<math>f_{ck}</math> em Mpa)</b>			
<b>Comprimento de ancoragem</b>	15	20	25	30
<b>Sem gancho</b> $\ell_b = \phi \cdot f_{yd} / (4 f_{bd})$	$53\phi$	$44\phi$	$38\phi$	$34\phi$
<b>Com gancho</b> $\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b = 0,7 \ell_b$	$37\phi$	$31\phi$	$26\phi$	$24\phi$

Fonte: Adaptado a partir de Campos (2015)

➤ Armadura de espera (arranque/emenda)

Conforme o item 22.6.4.1.2, a sapata deve contar com altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem, pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão da sapata.

Figura 38 - Arranque: armadura de espera para os pilares



Fonte: Campos (2015)

Segundo Campos (2015) “a armadura de espera decorre da necessidade executiva em face da demanda de uma junta de concretagem no início do pilar (Figura 38).” Esta armadura tem como finalidade transmitir para a fundação os esforços vindos da armadura do pilar. Portanto, acima do topo da sapata, a armadura de espera deve ter um comprimento de emenda à compressão (ou tração, no caso de pilares fletidos) que possibilite a transmissão de esforços.

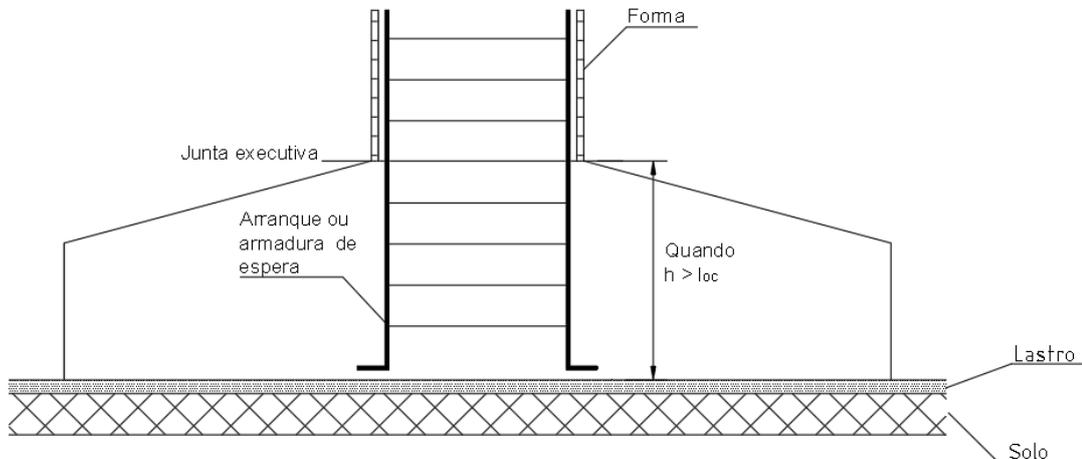
Esse tipo de emenda não é permitido para barras de bitola maiores que 32 mm, nem para tirantes e pendurais (elementos estruturais lineares de seção inteiramente tracionada), conforme indicado pelo item 9.5.2 da NBR 6118:2014.

No caso de uma armadura permanentemente comprimida ou de distribuição, o item 9.5.2 da NBR 6118: 2014 indica que todas as barras podem ser emendadas na mesma seção e o comprimento de traspasse pode ser calculado por:

$$l_{oc} = l_{b,nec} \geq l_{oc,min}. \quad Eq. 2.66$$

em que  $l_{oc,min}$  é o maior entre  $0,6 l_b$ ,  $15\phi$  e  $200\text{mm}$ .

Figura 39 - Comprimento de ancoragem  $\times$  altura da sapata



Fonte: Elaborado pelo autor.

O comprimento da armadura de espera dentro da sapata deve ser o necessário para permitir sua ancoragem à compressão ( $l_{oc}$ ).

Caso a altura da sapata seja insuficiente para possibilitar a ancoragem das barras da armadura de espera ( $h < l_{bc}$ ), existem alternativas para solucionar o problema sem alterar a altura da sapata (Figura 39).

➤ Alternativas para não alterar a altura da sapata

- *Diminuir a tensão na barra, aumentando o área da armadura de espera.* Nesse caso, o comprimento de ancoragem da armadura se reduz na proporção direta das tensões. Assim:

$$A_{s,espera} = A_{s,pilar} \frac{l_{bc}}{d} \quad \text{Eq. 2.67}$$

- *Diminuir, se possível, o diâmetro da barra do pilar ou espera.* Nesse caso, o comprimento de ancoragem se reduz na proporção das áreas das armaduras. Reduzindo apenas a bitola da armadura de espera, deve-se estudar a emenda dessas barras com as do pilar de maneira a se obter uma disposição conveniente.

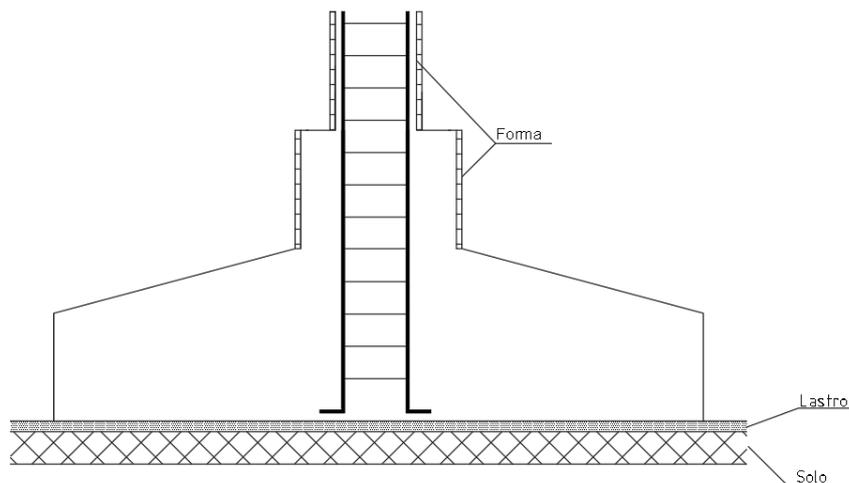
- *Fazer pescoço*, ou seja, aumentar a área do pilar junto à sapata de maneira que o início de transferência de carga das barras da armadura de espera ocorra antes de entrar na sapata (Figura 40). Nesse caso, determina-se o acréscimo de área de concreto necessário para absorver a parcela de carga que não pode ser absorvida pela sapata.

$$f_{yd} \cdot A_s \frac{(\ell_{bc} - h)}{\ell_{bc}} = \Delta A_c \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 2.68}$$

$$\Delta A_c = \frac{f_{yd} (\ell_{bc} - h)}{f_{cd} \ell_{bc}} A_s \quad \text{Eq. 2.69}$$

em que  $\Delta A_c$  é o acréscimo de área de concreto no pilar no trecho  $(\ell_{bc} - h)$ .

Figura 40 - Aumento da área do pilar com pescoço



Fonte: Elaborado pelo autor.

A inclinação da parte superior da sapata, para não ser necessário colocar formas (Figura 42), não deve ser maior que 1:3 (ângulo de inclinação  $\text{tg } \alpha = 0,33$ ;  $\alpha = 18,3^\circ$ ) a 1:4 ( $\text{tg } \alpha = 0,25$ ;  $\alpha = 14^\circ$ ). Segundo Campos (2015) “executivamente, essa solução é algumas vezes considerada inadequada por interromper a forma do pilar e exigir uma nova forma para o pescoço.”

Figura 41 – Fotos de sapatas isoladas



Fonte: Total Construção (2019).

➤ Dimensões e detalhes da sapata

Os parâmetros que definem dimensões, assim como detalhes importantes nas especificações das sapatas, estão comentados a seguir, com as respectivas indicações na Figura 42.

As sapatas isoladas não devem ter dimensões da base inferiores a 60 cm, conforme dita o item 7.7.1 da NBR 6122:2010.

Nas divisas com terrenos vizinhos, salvo quando a fundação for assentada em rocha, a profundidade mínima (cota de apoio da fundação) não pode ser inferior a 1,5 m, de acordo com a mesma norma.

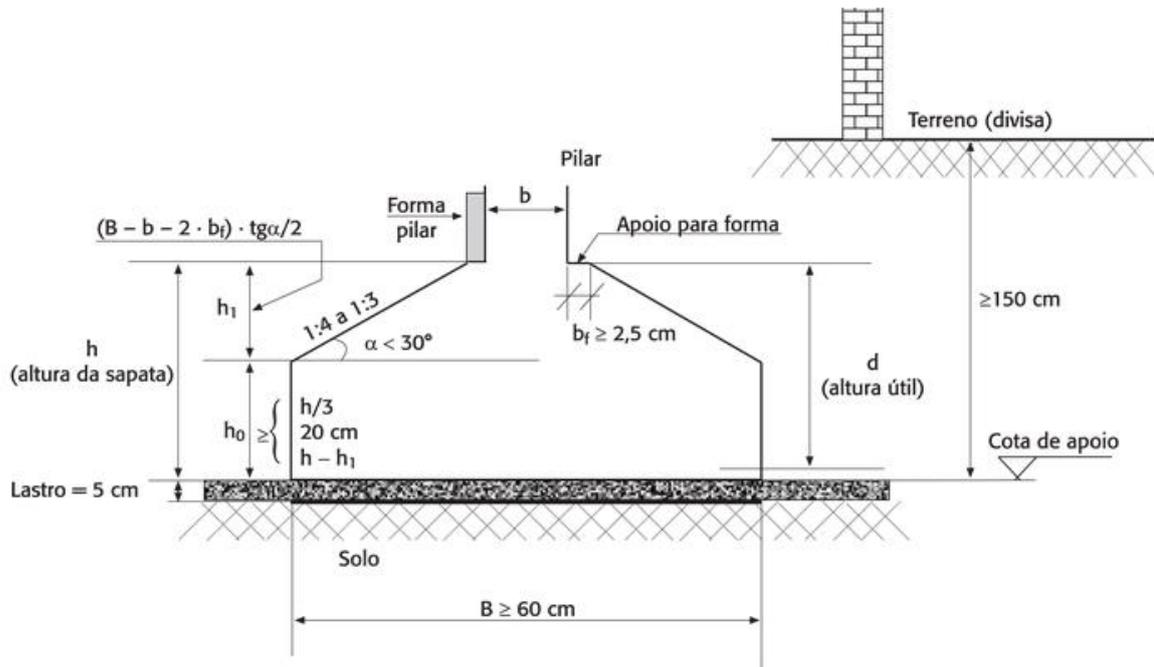
Conforme mencionado anteriormente, a inclinação da parte superior da sapata, para não ser necessário colocar formas, não deve ser maior que 1:3 a 1:4. Montoya, Meseguer e Cabré (1973) recomendam  $\alpha \leq 30^\circ (\cong = 1:2)$  e  $h_0 >$  entre  $h/3$  e 20 cm. Leonhardt e Mönnig (1978), por sua vez, recomendam uma inclinação de até  $20^\circ$ . Dessa consideração, resulta:

$$h_1 \leq (B - b - 2b_f) \frac{\text{tg } \alpha}{2} \quad \text{Eq. 2.70}$$

A altura  $h_0$  da base da sapata deverá ser o maior valor entre  $h/30$ , 20 cm e  $(h - h_1)$ . Além disso, deve-se deixar um acabamento maior ou igual a 2,5 cm junto ao pilar para se apoiar sua forma (Campos, 2015).

Todas as partes da fundação superficial (dita rasa ou direta) em contato com o solo devem ser concretadas sobre um lastro de brita ou concreto não estrutural (magro) de no mínimo 5 cm, conforme o item 7.7.3 da NBR 6122:2010.

Figura 42 - Dimensões mínimas e detalhes da sapata



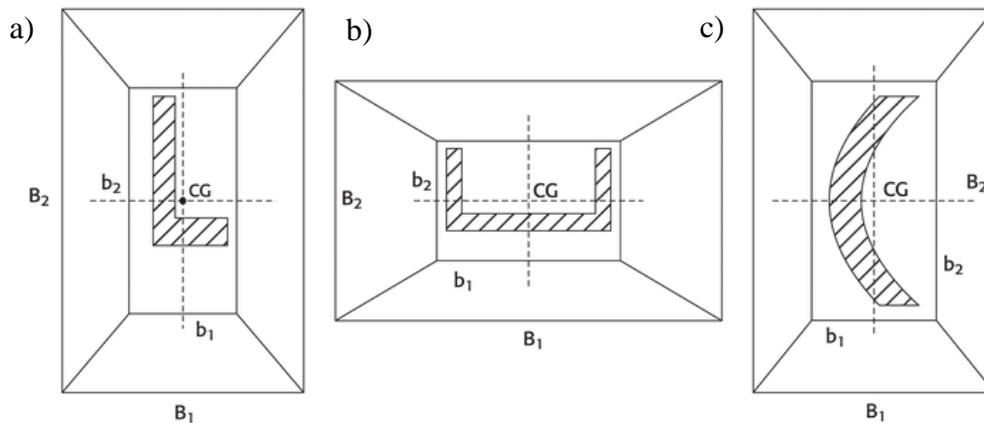
Fonte: Campos (2015)

### 2.3.2.4 Sapatas retangulares para pilares com seções não retangulares

Nesses casos deve-se ter a preocupação, ao utilizar sapatas isoladas, de manter o centro de massa da sapata (ou centro de gravidade da sapata) coincidindo com o centro de aplicação de carga do pilar, que também será o centro de gravidade do pilar (CAMPOS, 2015). As seções transversais dos pilares não retangulares podem ser, por exemplo: seções em L, em U ou quaisquer (Figura 43).

Recomenda-se criar, para apoio do pilar, uma plataforma de base  $b_1 \times b_2$  cujo centro de gravidade também coincida com o centro de carga do pilar e da sapata. Além disso, para que se tenham áreas de armaduras iguais nas duas direções, é conveniente, dentro do possível, fazer também:  $(B_1 - b_1) = (B_2 - b_2)$ .

Figura 43 - Pilares com seções (a) em L, (b) em U ou (c) quaisquer



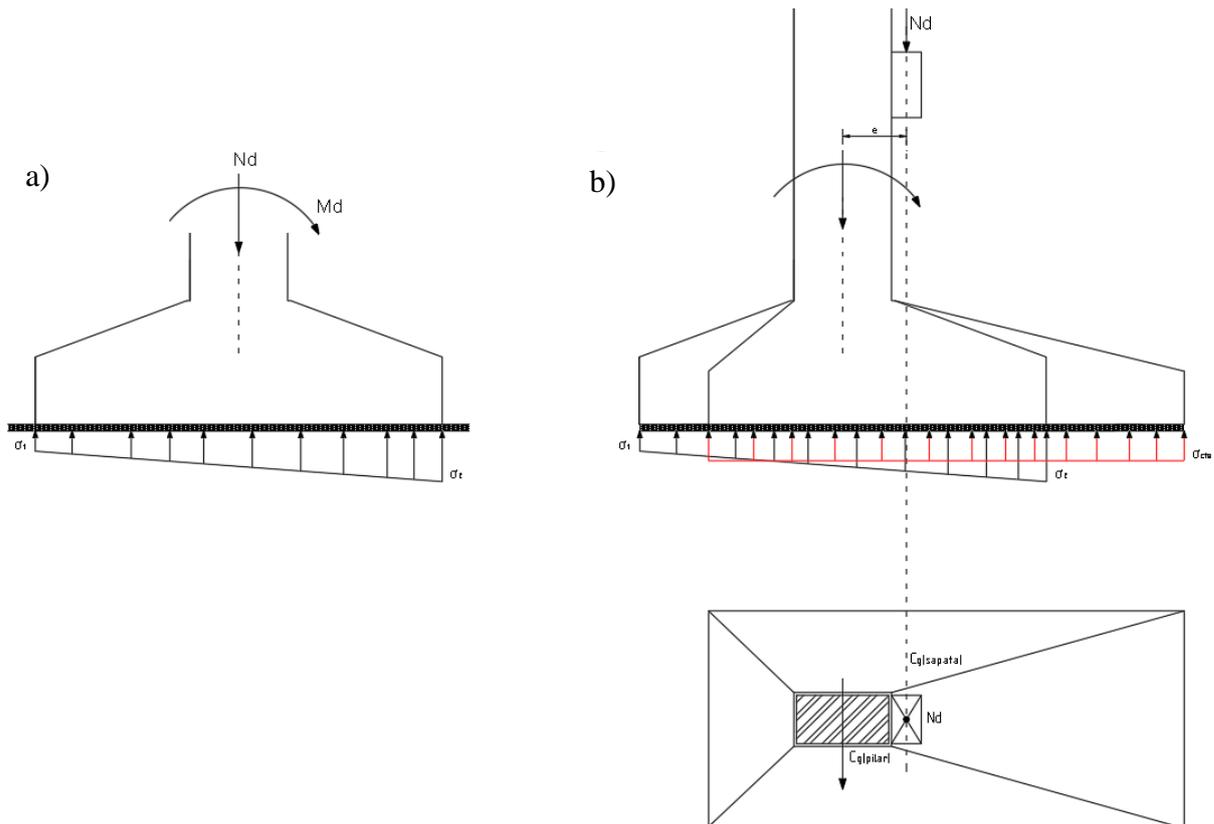
Fonte: Brito (2015).

### 2.3.2.5 Sapatas submetidas a momentos: Flexão Composta (N,M)

Tem-se uma sapata solicitada à flexão composta quando a mesma está submetida por um momento fletor e uma força normal. A Figura 44(a) apresenta esse caso e ilustra a distribuição de tensões no solo, junto com a carga excêntrica e a carga coincidindo com o centro de gravidade da sapata.

As fórmulas vistas não podem ser aplicadas nestes casos, pois temos que o solo não absorve tração. Para estas situações, deve-se analisar o problema como material não resistente à tração ou deslocar a sapata para o centro de aplicação da carga (Figura 44(b)), evitando o aparecimento de variação de tensão.

Figura 44 - (a) Distribuição de tensões no solo e (b) deslocamento da sapata para o centro de aplicação de carga



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como não em tudo caso é possível fazer alinhar o centro de gravidade (CG) da sapata com o ponto de onde a carga é aplicada, tem-se a necessidade do cálculo da sapata submetida à flexão composta.

### 2.3.2.5.1 Sapata isolada submetida à aplicação de momento

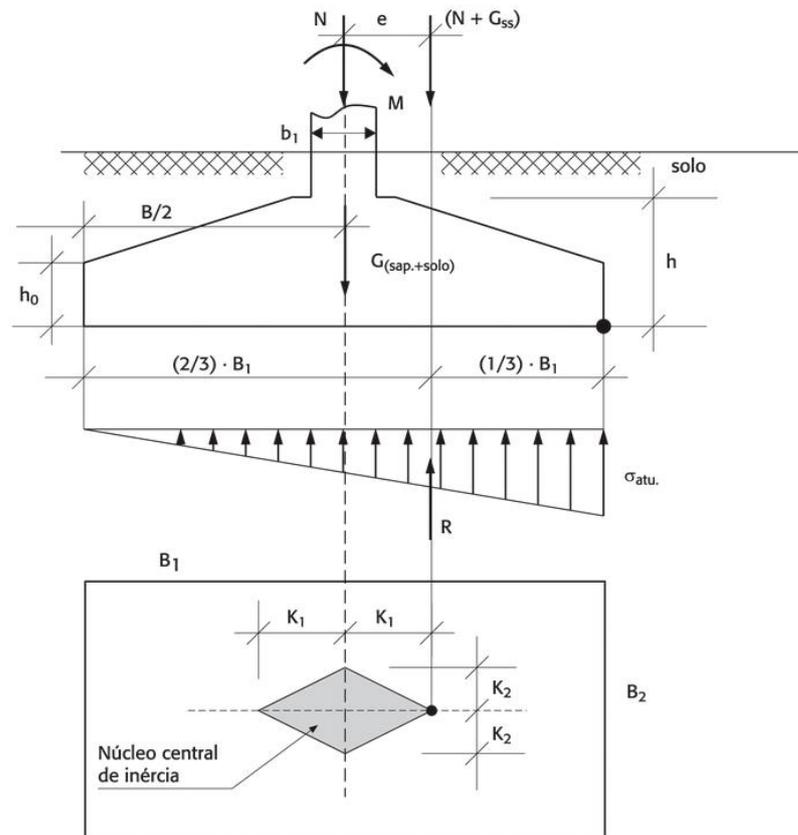
No caso da excentricidade dentro do núcleo central de inércia (Figura 45), as tensões podem ser calculadas pelas equações da Resistência dos Materiais, logo:

$$\sigma_{atu.,solo} = \frac{N_k + G_{(sap.+solo)}}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N_k + G_{(sap.+solo)}}{B_1 \cdot B_2} \pm \frac{M \cdot 6}{B_2 \cdot B_1^2} \quad \text{Eq. 2.71}$$

$$K_1 = \frac{W_1}{A} = \frac{B_1}{6} \quad (\text{para sapatas retangulares}) \quad \text{Eq. 2.72}$$

$$W_1 = \frac{B_2 \cdot B_1^2}{6}$$

Figura 45 - Núcleo central de inércia



Fonte: Campos (2015)

As características geométricas da Figura 45, são:

- $A$  = área de contato da sapata com o solo ( $B_1 \cdot B_2$ );
- $N$  = carga normal atuante ( $P = G + Q$ );
- $G_{sap.}$  = peso próprio da sapata;
- $G_{solo}$  = peso do solo (terra) sobre a sapata;
- $M = N \cdot e$ , em que  $e$  é a excentricidade decorrente da carga normal ( $N_k$ ) aplicada em relação ao centro de gravidade da área de contato da sapata com o solo;
- Momento de inercia:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{B_2 \cdot B_1^3}{12} \quad \text{Eq. 2.73}$$

- $W_1$  é o módulo de resistência da área de contato da sapata com o solo:

$$W_1 = \frac{I}{y/2} = \frac{B_2 \cdot B_1^3}{12B_1/2} \quad \text{Eq. 2.74}$$

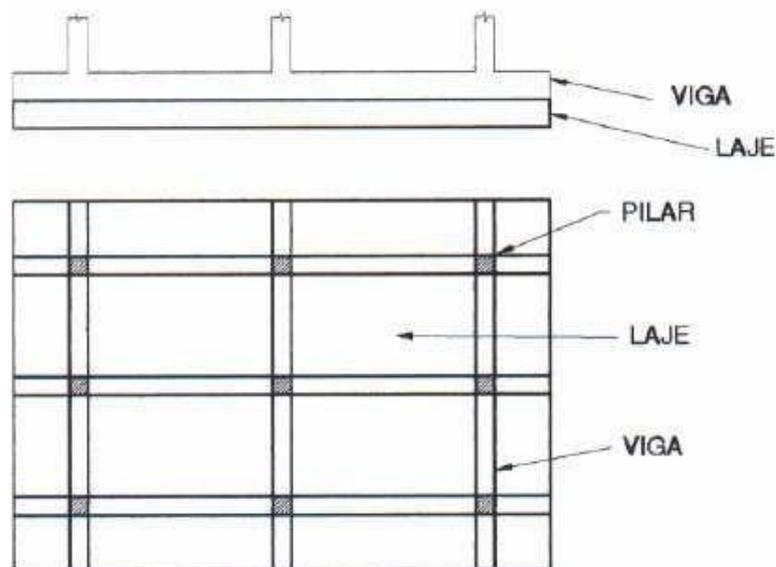
### 2.3.3 Radier

Segundo a NBR 6122:2010, o Radier é “um elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos”. Este tipo de fundação é executado em concreto armado, uma vez que, além de esforços de compressão, devem resistir a momentos provenientes dos pilares diferencialmente carregados, e ocasionalmente a pressões do lençol freático (necessidade de armadura negativa). Além disso, pode ser executado com ou sem vigas, superiores e inferiores (Figura 46).

O fato do radier ser uma peça inteiriça pode lhe conferir uma alta rigidez, o que muitas vezes evita grandes recalques diferenciais (BRITO,1987).

De acordo com Falconi et al. (1998), dada as suas proporções, envolvendo grandes volumes de concreto armado, o radier é uma solução relativamente onerosa e de execução com cuidados específicos, como o calor de hidratação, ocorrendo com uma frequência menor.

Figura 46 – Radier com vigas superiores



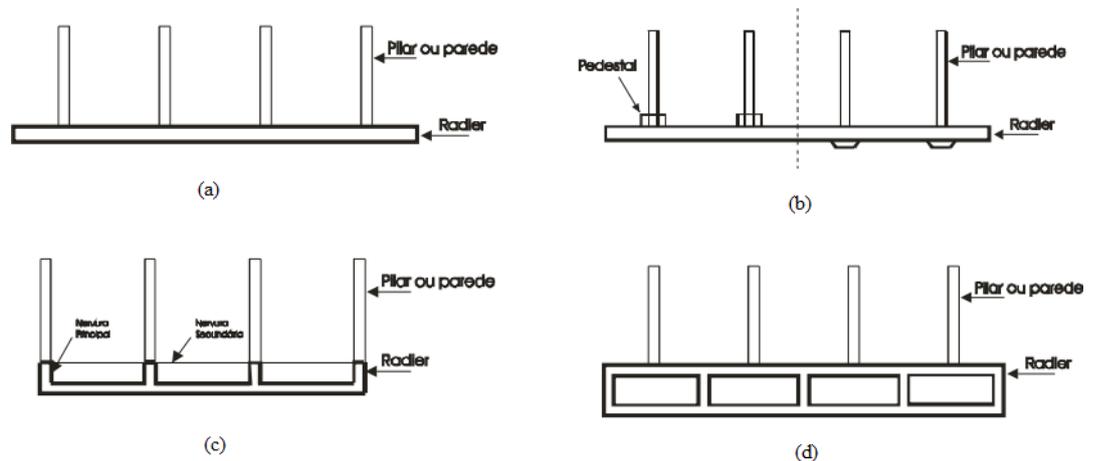
Fonte: Da Silva (2008)

Segundo Dória (2007), se destacam três principais casos nos quais o uso desta solução é empregado: em solo de baixa capacidade de carga; quando se deseja uniformizar os recalques; e em casos em que as áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou quando esta área for maior do que a metade da área de construção.

O radier ainda pode ser classificado quanto à sua geometria em lisos, com pedestais, nervurados e caixão (DÓRIA, 2007).

- **Radier lisos:** possuem a vantagem de facilidade na execução (Figura 47 a)
- **Radiers com pedestais ou cogumelos:** aumenta a espessura sob o pilar aumentando, assim, a resistência à flexão e à punção. Existem pedestais superiores e inferiores, tendo este último a vantagem de deixar a superfície superior lisa (Figura 47 b).
- **Radiers nervurados:** executa-se com nervuras principais e secundárias, colocadas sob os pilares (Figura 47 c).
- **Radiers em caixão:** solução utilizada com a finalidade de obter uma grande rigidez, podendo ser executado com vários pisos (Figura 47 d).

Figura 47 – Classificação do radier quanto à geometria.



Fonte: Dória (2007).

Assim como as sapatas, os radiers também podem ser classificados quando a sua rigidez. Segundo Dória (2007), os radiers rígidos são aqueles cuja rigidez à flexão é relativamente grande, podendo ser tratado como um corpo rígido. Já os elementos flexíveis (ou elásticos) possuem uma rigidez menor e os deslocamentos relativos da placa não são desprezíveis.

## 2.4 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

### 2.4.1 Classificação e definições

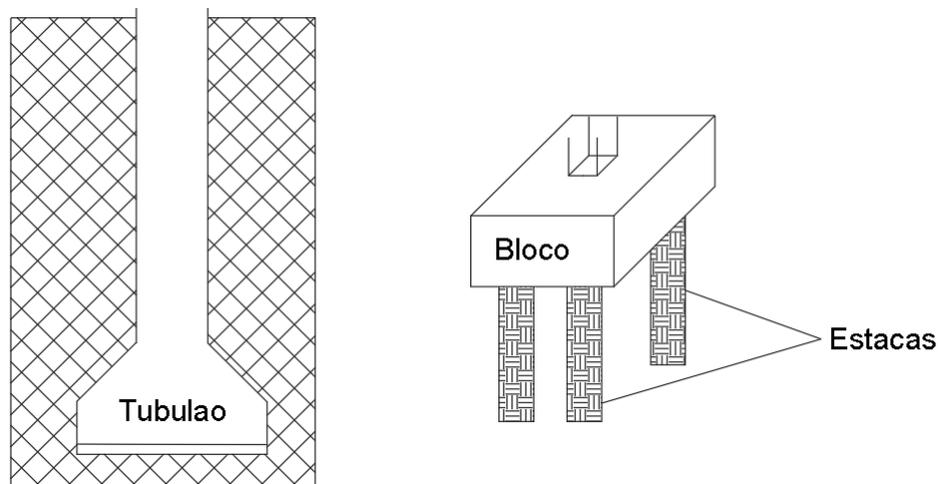
A NBR 6122:2010 caracteriza este elemento de fundação como:

“Aquele que transmite carga ao terreno por meio da resistência da base ou de ponta e da superfície lateral, conhecida como resistência de fuste, ou ainda pela 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.”

Nesse tipo de fundação estão inclusas as estacas e tubulões, conforme descrito no item 3.8 da NBR 6122:2010 e representado na Figura 48.

As estacas usuais podem ser classificadas em duas categorias: estacas de deslocamento e escavadas, enquanto os tubulões, executados a céu aberto, ou sob ar comprimido (VELLOSO E LOPES, 2002).

Figura 48 – Fundações profundas: tubulão e estaca



Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 3 - Fundações profundas

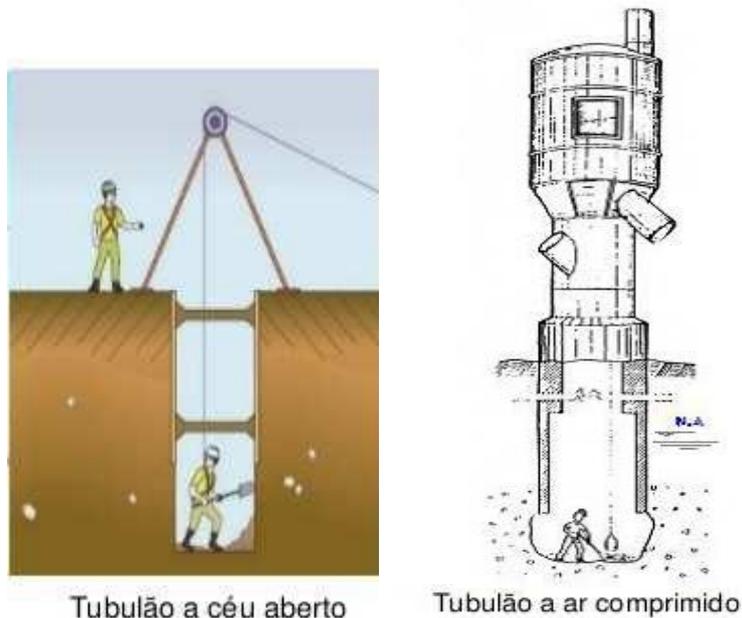
<b>Elementos de fundações profundas</b>	<b>Tubulão</b>	A Céu Aberto
		A ar comprimido
	<b>Estaca</b>	Pré-moldada
		Moldada <i>in loco</i>

Estas fundações podem ser aplicadas tanto em solos coesivos como em solos granulares (não coesivos) (CAMPOS, 2015).

#### 2.4.1.1 Tubulões

Segundo a NBR 6122:2010, tubulão é o elemento de fundação profunda escavada no terreno em que pelo menos uma das suas etapas de execução haja a participação direta de mão de obra humana, normalmente na escavação da base alargada. São estruturas moldadas in loco, possuem o fuste encamisado durante a execução e podem ser classificados em dois grupos: a céu aberto e a ar comprimido (INFRAESTRUTURA URBANA, 2012), conforme Figura 49.

Figura 49 – Tubulão a céu aberto e a ar comprimido.



Fonte: Universidade Paulista (s.d.)

Como o propósito deste trabalho é abordar os blocos de coroamento de estacas, o estudo dos tubulões será limitado só à definição do tipo de fundação.

#### 2.4.1.2 Estacas

As estacas são elementos de fundação profunda executadas inteiramente de maneira indireta, ou seja, por equipamentos ou ferramentas (NBR 6122:2010). Quando submetida a um carregamento axial (vertical), irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada pelo fuste e pelas tensões normais geradas em sua ponta (FALCONI et al, 1998).

As estacas podem ser classificadas em dois grupos: as pré-moldadas e as moldadas in loco, e, de acordo com Velloso e Lopes (2010), também podem ser classificadas de acordo com seu processo executivo como indicado no Quadro 4.

As estacas cravadas, também chamadas de deslocamento, são introduzidas no solo por um processo que não promove a retirada do solo, como por exemplo, as pré-moldadas, metálicas, madeiras. Já as escavadas, ou de substituição, são executadas com retirada de material do solo; exemplos dessa classe são estacas tipo broca, Strauss e hélice contínua.

Quadro 4 – Tipo de estacas.

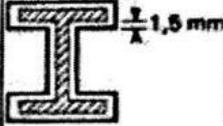
<b>Estacas</b>	<b>Pré-moldadas</b>	Madeira	De deslocamento
		Concreto	
		Metálica	
	<b>Moldada <i>in loco</i></b>	Broca	De substituição
		Strauss	
		Franki	De deslocamento
		Raiz	Sem deslocamento
		Hélice	De substituição
		Escavada com lama	

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Normalmente a escolha e definição do tipo de fundação, e da melhor solução, assim como seus elementos geométricos, é feita por um especialista em geotécnica, mas essa decisão pode ser feita por engenheiros que possuam certa experiência e conhecimento do assunto (CARVALHO E PINHEIRO, 2009).

Como as estacas são de grande uso nas construções civis, existem tabelas onde além de apresentar a classificação das estacas, também catalogam elas com mais dados sobre as mesmas, como a capacidade de carga, diâmetro da estaca e o comprimento nominal (Quadro 5).

Quadro 5 – Tipos de estacas com dados técnicos

Tipo de estaca		Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	n (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 × 15	150	0,60	0,30	3 a 8
		20 × 20	200	0,60	0,30	3 a 12
		25 × 25	300	0,65	0,35	3 a 12
		30 × 30	400	0,75	0,40	3 a 12
		35 × 35	500	0,90	0,40	3 a 12
		40 × 40	700	1,00	0,50	3 a 12
	Seção de fuste circular	∅ 20	200	0,60	0,30	4 a 10
		∅ 25	300	0,65	0,30	4 a 14
		∅ 30	400	0,75	0,35	4 a 16
		∅ 35	550	0,90	0,40	4 a 16
		∅ 40	700	1,00	0,50	4 a 16
		∅ 50	1 000	1,30	0,50	4 a 16
Estaca Strauss	∅ 25	200	0,75	0,20	3 a 12	
	∅ 32	300	1,00	0,20	3 a 15	
	∅ 38	450	1,20	0,25	3 a 20	
	∅ 45	600	1,35	0,30	3 a 20	
	∅ 55	800	1,65	0,35	3 a 20	
Estacas Franki	∅ 35	550	1,20	0,70	3 a 16	
	∅ 40	750	1,30	0,70	3 a 22	
	∅ 52	1 300	1,50	0,80	—	
	∅ 60	1 700	1,70	0,80	—	
Estacas metálicas	Laminado CSN	I 10 pol × 4 5/8 pol	400	0,75	—	—
		I 12 pol × 5 1/4 pol	600	0,75	—	—
		II 10 pol × 4 5/8 pol	800	1,00	—	—
		II 12 pol × 5 1/4 pol	1 200	1,00	—	—
	Perfil composto		Área útil × 120 MN/m <sup>2</sup>	1,00 a 1,50	—	—

	∅ (cm)	d (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	N máx. (kN)		
					σ <sub>c</sub> = 3 MPa	σ <sub>c</sub> = 4 MPa	σ <sub>c</sub> = 5 MPa
Estaca escavadas	80	1,60	0,50	2,51	1 500	2 000	2 500
	100	1,80	0,79	3,14	2 400	3 000	4 000
	120	2,00	1,13	3,77	3 400	4 500	5 600
	150	2,30	1,77	4,71	5 300	7 000	8 800
	180	2,60	2,55	5,65	7 600	10 100	12 700

Fonte: Alonso (2010)

### 2.4.2 Elemento de Transição

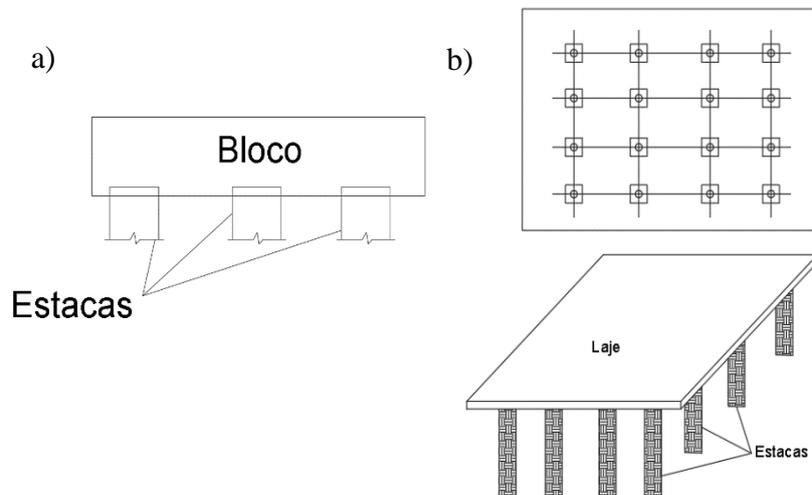
Os elementos de transição são os aqueles que se encontram entre a superestrutura e as estacas ou tubulões. Estes elementos podem ser volumétricos (denominados blocos) ou laminares (denominadas lajes) (Figura 50) (CAMPOS, 2015). No Quadro 6 apresenta-se uma melhor classificação destes elementos.

Quadro 6 - Elementos de transição

<b>Elementos de fundação</b>	<b>Elementos de transição de carga da superestrutura para estruturas de fundação profunda</b>	Bloco	Bloco apoiado sobre estacas ou tubulões
		Radier	Placa ou laje apoiada diretamente no solo
		Laje	Laje apoiada sobre estacas ou tubulões

Fonte: Campos (2015)

Figura 50 - Elementos de transição sobre estacas: bloco (a) e laje (b)



Fonte: Elaborado pelo autor.

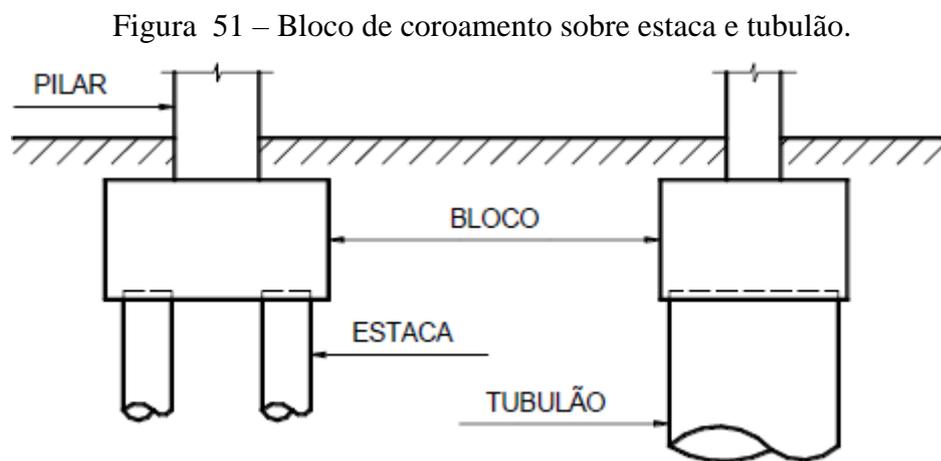
Segundo Spernau (s.d.), nas fundações profundas, os tipos de estacas empregados, suas características e capacidades de carga seguem a norma brasileira NBR 6122:2010, enquanto que os blocos (elemento de transição) seguem a NBR 6118.

### 2.4.2.1 Blocos de coroamento

Uma vez executados as estacas ou tubulões, tem que ser realizado o bloco de coroamento ou de transição. Este elemento estrutural é de grande importância, pois faz a ligação entre os pilares da edificação e esses alicerces (BASTOS, 2016).

Os blocos de coroamento são elementos estruturais de transição, os quais possuem a responsabilidade de transferirem as cargas dos pilares para um conjunto de estacas ou tubulões (Figura 51), diferente das sapatas que por si só são consideradas um tipo de fundação (fundação direta).

A NBR 6118:2014 define blocos sobre estacas como “estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”. Segundo o item 22.7.1 da mesma norma, os blocos podem ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para as sapatas.



Fonte: Bastos (2016)

O item 22.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014) considera blocos sobre estacas, elementos estruturais especiais que se caracterizam por um comportamento que não respeita a hipótese das seções planas (por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas) e que devem ser calculados e dimensionados por modelos teóricos apropriados.

A regra recomenda, ainda, que tendo em vista a responsabilidade desses elementos estruturais, devem-se majorar as solicitações de cálculo por um coeficiente de ajustamento  $\gamma_n$ , conforme instruções do item 5.3.3 da NBR 8681 (ABNT, 2003b).

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \quad \text{Eq. 2.75}$$

Onde:

$\gamma_{n1} \leq 1,2$  em função da ductilidade de uma eventual ruína;

$\gamma_{n2} \leq 1,2$  em função da gravidade das consequências de uma eventual ruína.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), quando se analisa as ações que atuam no bloco, é importante destacar que as cargas que estão sob os mesmos são consideradas como forças concentradas, ou seja, as reações das estacas são analisadas como forças pontuais. Além disso, não é considerada nenhuma contribuição do solo, como ocorre nas fundações diretas, de modo que toda a carga vinda dos pilares é transmitida pelo bloco e recebida diretamente pela estaca (ou várias estacas dependendo do caso).

#### 2.4.2.2 Comportamento estrutural

##### 2.4.2.2.1 Bloco Rígido

Conforme a NBR 6118 (item 22.7.2.1), o comportamento estrutural dos blocos é 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 vez seu diâmetro);
- b) Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- c) Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

No caso de blocos e estacas rígidas, com estacas espaçadas entre 2,5 a 3,0  $d_E$  (diâmetro estaca), pode-se admitir plena a distribuição de cargas nas estacas.

Admite-se, portanto, para cálculo dos esforços internos, que o bloco seja rígido (comportamento de treliça) e considera-se a hipótese de as estacas serem elementos resistentes apenas à força axial, desprezando-se os esforços de flexão.

#### *2.4.2.2.2 Bloco Flexível*

Segundo a NBR 6118 (item 22.7.2.2), temos que para esse tipo de bloco deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade de verificação da punção.

#### *2.4.2.3 Modelo de Cálculo*

Segundo a NBR 6118 (item 22.7.3) para cálculo e dimensionamento dos blocos de coroamento sobre estacas e/o tubulões são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, conforme requerido no item 21.2, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

No presente trabalho será desenvolvido o dimensionamento dos blocos de coroamento pelo modelo biela-tirante.

##### *2.4.2.3.1 Modelo Biela-tirante*

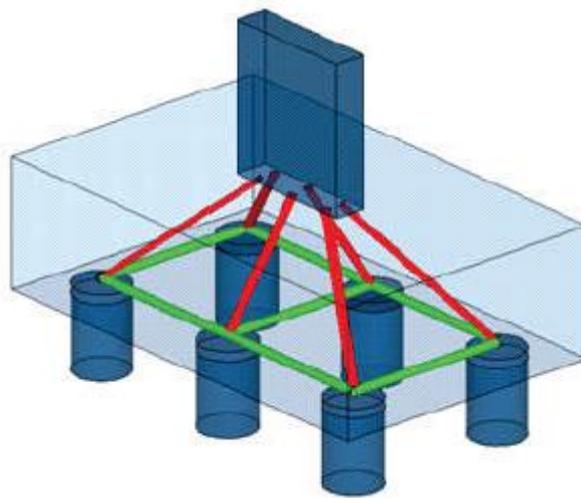
O método das bielas-tirantes é um dos processos aproximados empregados com frequência no dimensionamento de blocos. Esse processo foi inspirado no trabalho de Lebellet (1936 apud Blévoit; Frémy, 1967) proposto para o cálculo de sapatas diretas. Blévoit e Frémy (1967) realizaram uma série de ensaios de blocos cujos resultados são até hoje utilizados, como modelos de cálculos e detalhes construtivos.

Blévoit (1957) publicou resultados de um estudo preliminar sobre ensaios de blocos de concreto armado sobre 3 e 4 estacas com diferentes configurações de armadura interna, cujo objetivo era definir experimentalmente a validade do método das Bielas. Mais tarde, em 1967, Blévoit e Frémy publicaram resultados finais sobre sua pesquisa, que tratou também de ensaios sobre bloco de duas estacas com diferentes configurações de armadura interna. Os

autores fizeram inúmeros ensaios que acabaram validando o estudo empírico do dimensionamento de blocos de coroamento pelo Método das Bielas.

O método das bielas consiste em admitir, no interior do bloco, uma treliça plana (para blocos sobre até duas estacas), ou uma treliça espacial (Figura 52) na qual as barras tracionadas, situadas no plano médio das armaduras e barras comprimidas inclinadas (bielas), interceptam-se nos eixos das estacas e em um ponto do pilar, ligando-se por meio de nós (OLIVEIRA 2008, CAMPOS 2015).

Figura 52 – Modelo biela-tirante para bloco de fundação.

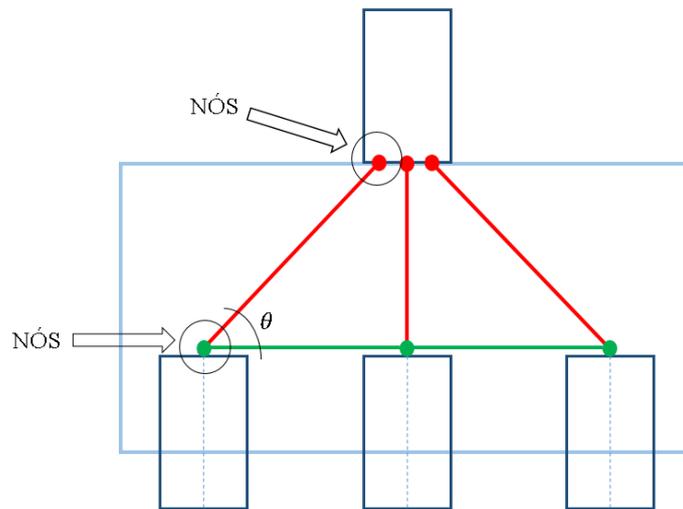


Fonte: D. S. Oliveira (2014)

No modelo de bielas e tirantes, as forças de compressão das bielas são resistidas pelo concreto e as de tração, que atuam nas barras horizontais, são resistidas por armaduras colocadas na posição do eixo dessas barras.

Na Figura 53, as bielas são destacadas em vermelho, enquanto os tirantes estão indicados em verde; assim também se apresentam os denominados “nós”, que são os pontos de ligação.

Figura 53 – Modelo idealizado biela-tirante ligado por nós.



Fonte: Elaborado pelo autor

Autores como Bastos (2017) recomendam a utilização do método das Bielas quando:

- O carregamento é quase centrado, comum em edifícios. O método pode ser empregado para carregamento não centrado, admitindo-se que todas as estacas estão com a maior carga, o que tende a tornar o dimensionamento antieconômico. Isso ocorre porque nos casos de carregamentos excêntricos ou quando um momento fletor atua, uma área da base do bloco fica carregada sob uma maior tensão do que a outra, fazendo com que a(s) estaca(s) dessa área do bloco estejam suportando uma carga maior do que as demais estacas. Para o cálculo pelo método das Bielas descobre-se qual é a estaca mais sobrecarregada e dimensiona o bloco do coroamento como se todas as estacas estejam sob essa carga, o que, na realidade, estará superestimando o dimensionamento e poderá torná-lo antieconômico;
- Todas as estacas devem estar igualmente espaçadas do centro do pilar.

O Modelo de Biela tirante é o método simplificado mais empregado, porque é um modelo com amplo suporte experimental, além do que, falando-se em análise de esforços e dimensionamento, o modelo de treliça é bastante intuitivo (BASTOS, 2017).

#### 2.4.2.4 Dimensionamento: Método das Bielas

Como visto no item anterior, o modelo biela-tirante consiste em admitir, no interior do bloco, uma treliça espacial na qual as barras tracionadas, situadas no plano médio das armaduras e barras comprimidas inclinadas (bielas), interceptam-se nos eixos das estacas e em um ponto do pilar; ligando-se por meio de nós.

Sempre que o pilar for retangular, pode-se, a favor da segurança, admiti-lo quadrado, de lado igual ao menor deles. Há teorias mais elaboradas que a das bielas nas quais se permite levar em conta as dimensões dos pilares retangulares (Campos, 2015).

Para o dimensionamento, é necessário conhecer os esforços atuantes em cada estaca do bloco. Comumente, para o caso de cargas centradas, os estaqueamentos são simétricos com estacas atingindo a mesma profundidade.

Para cálculo e dimensionamento dos blocos são aceitos modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, sendo estes últimos os preferidos por definir melhor a distribuição de esforços pelos tirantes. Sempre que houver esforços horizontais significativos ou forte assimetria, o modelo deve abranger a interação solo-estrutura (item 22.7.3da NBR 6118, ABNT, 2014).

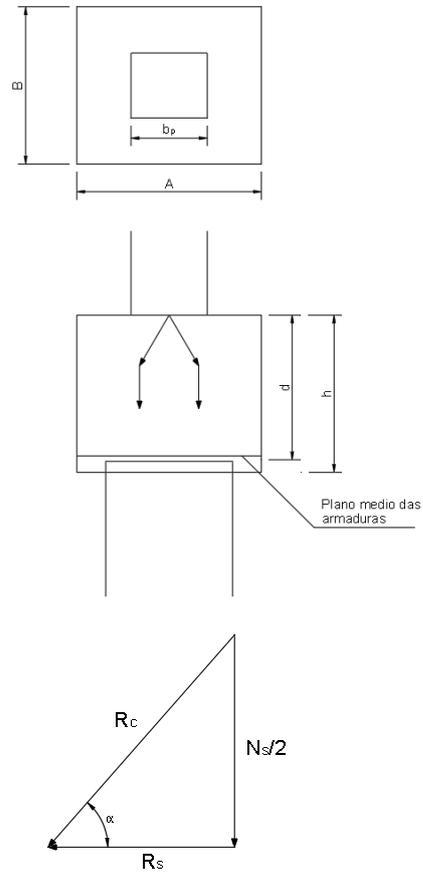
De acordo com o critério do modelo de treliça, pode-se:

- Determinar a secção necessária das armaduras;
- Verificar a tensão de compressão nas bielas, nos pontos críticos, que são as seções situadas junto ao pilar e à cabeça da estaca.

Para os blocos sobre uma única estaca o bloco funciona como um elemento de ligação entre a estaca e o pilar, com dimensões adequadas para acomodar os dois elementos (corrigindo as pequenas excentricidades) e, principalmente, garantir a transferência de cargas entre eles (SPERNAU, s.d.).

Na realização do cálculo da força de tração horizontal ( $R_s$ ), será analisado o esquema de forças apresentado na Figura 54.

Figura 54 – Esquema de forças no bloco sobre uma estaca.



Fonte: Elaborado pelo autor.

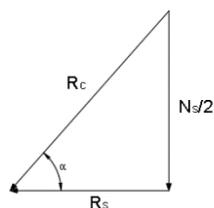
Assim, a partir da Figura 54, tem-se as seguintes equações:

**Bloco sobre uma estaca**

- Inclinação das bielas:

$$Tg \theta = \frac{\frac{d}{2}}{\frac{A}{4} - \frac{b_p}{4}} \quad \text{Eq. 2.76}$$

- Equilíbrio de forças (esforços)

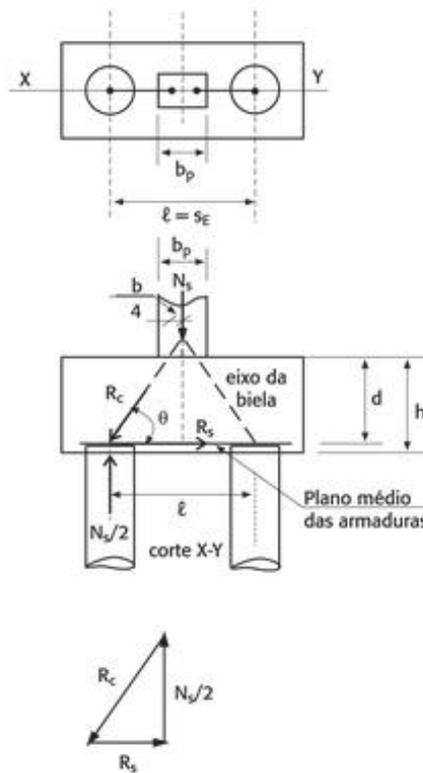


$$R_s = \frac{1}{4} \times N_s \times \frac{A - b_p}{d} \quad \text{Eq. 2.77}$$

O cálculo de  $R_s$  será utilizado para o dimensionamento da área dos estribos horizontais e verticais.

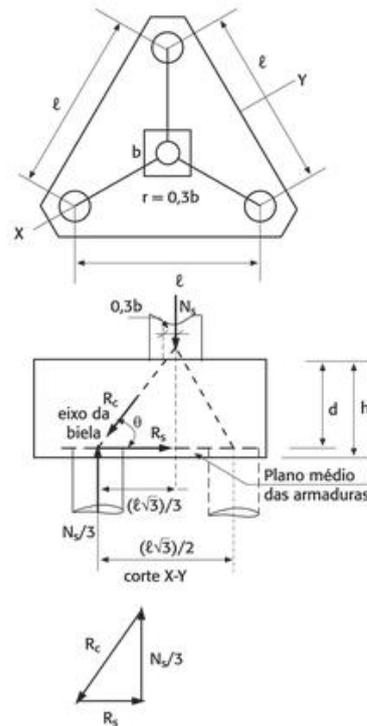
Nas Figuras 55, 56 e 57 são apresentados os esforços internos de compressão (nas bielas) e de tração (nas armaduras), para blocos regulares com cargas centradas e com duas, três e quatro estacas.

Figura 55 – Esforços em bloco com duas estacas



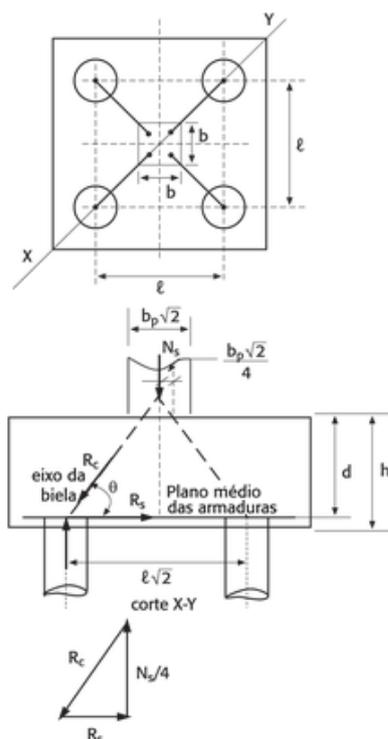
Fonte: Campos (2015)

Figura 56 – Esforços em bloco com três estacas



Fonte: Campos (2015)

Figura 57 - Esforços em bloco com quatro estacas



Fonte: Campos (2015)

Os ensaios desenvolvidos por Blévyot e Frémy (1967) e Mautoni (1971), justificam com mais detalhes as recomendações com relação às inclinações das bielas.

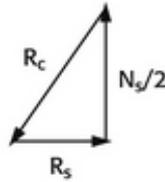
Os esforços apresentados nas figuras anteriores, foram calculados seguindo as equações a seguir:

### **Blocos com duas estacas**

- Inclinação das bielas:

$$Tg \theta = \frac{d}{\left(\frac{\ell}{2} - \frac{b}{4}\right)} \quad \text{Eq. 2.78}$$

- Equilíbrio de forças (esforços):



$$R_s = \frac{N_s}{2} \frac{1}{tg \theta} = \frac{N_s}{4d} \left( \ell - \frac{b}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.79}$$

$$R_c = \frac{N_s}{2 \sen \theta} = \frac{N_s}{n_E \cdot \sen \theta} \quad \text{Eq. 2.80}$$

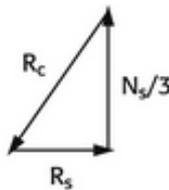
$n_E$  = número de estacas

### **Bloco com três estacas**

- Inclinação das bielas:

$$Tg \theta = \frac{d}{\left(\frac{\ell \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3b\right)} \quad \text{Eq. 2.81}$$

- Equilíbrio de forças (esforços):



$$R_{s(diag.)} = \frac{N_s}{3} \frac{1}{tg \theta} = \frac{N_s}{9d} (\ell \sqrt{3} - 0,9b) \quad \text{Eq. 2.82}$$

$$R_c = \frac{N_s}{3 \sen \theta} = \frac{N_s}{n_E \cdot \sen \theta} \quad \text{Eq. 2.83}$$

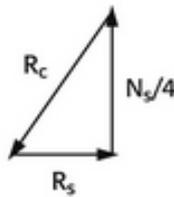
$n_E$  = número de estacas

### Bloco com quatro estacas

- Inclinação das bielas:

$$Tg \theta = \frac{d}{\left(\frac{\ell \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{b \cdot \sqrt{2}}{4}\right)} \quad \text{Eq. 2.84}$$

- Equilíbrio de forças (esforços):



$$R_{s(diag.)} = \frac{N_s}{4} \frac{1}{tg \theta} = \frac{N_s \sqrt{2}}{8d} \left( \ell - \frac{b}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.85}$$

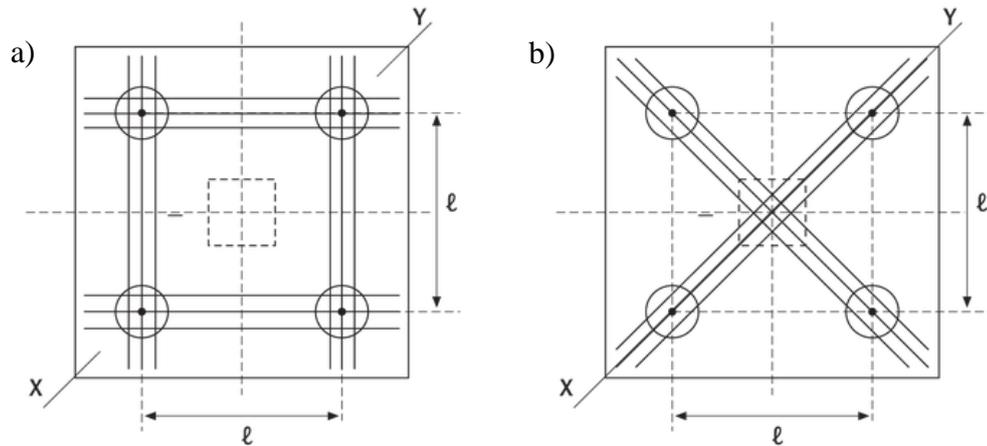
$$R_c = \frac{N_s}{4 \sen \theta} = \frac{N_s}{n_E \cdot \sen \theta} \quad \text{Eq. 2.86}$$

$n_E$  = número de estacas

Quando existir a possibilidade de dispor as armaduras (barras tracionadas) de maneiras diversas, pode-se imaginar que a carga seja resistida por duas treliças, cada uma delas com barras tracionadas e colocadas segundo uma das disposições possíveis (CAMPOS, 2015). Um exemplo da variedade de disposição da armadura no bloco, apresenta-se na Figura 58.

Normalmente para blocos sobre mais de duas estacas, existe esta possibilidade. Com isso, é necessário apresentar as fórmulas que permitam o cálculo da armadura resistente para as disposições mais comuns dentro do mesmo bloco.

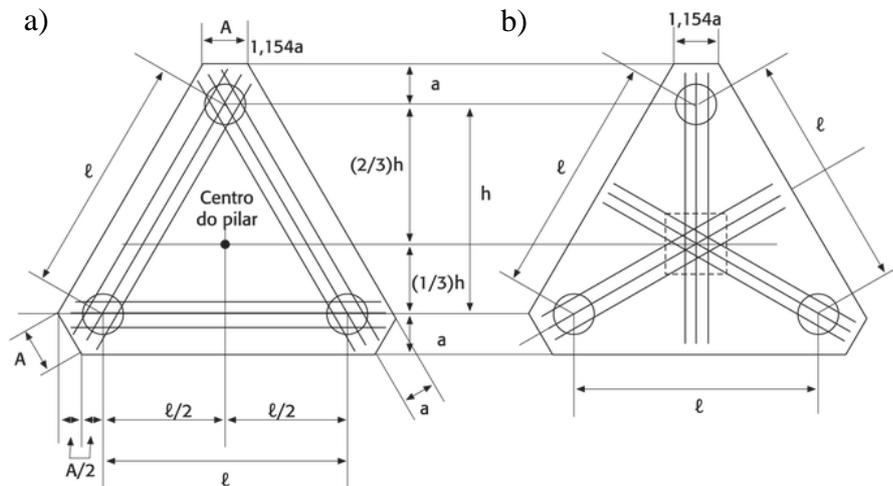
Figura 58 - Disposição de armaduras em blocos sobre quatro estacas segundo: os lados (a) e as diagonais (b).



Fonte: Campos (2015).

Para blocos sobre três estacas, temos como prováveis arranjos das armaduras, de acordo com seus lados ou com suas diagonais, como indicado na Figura 59.

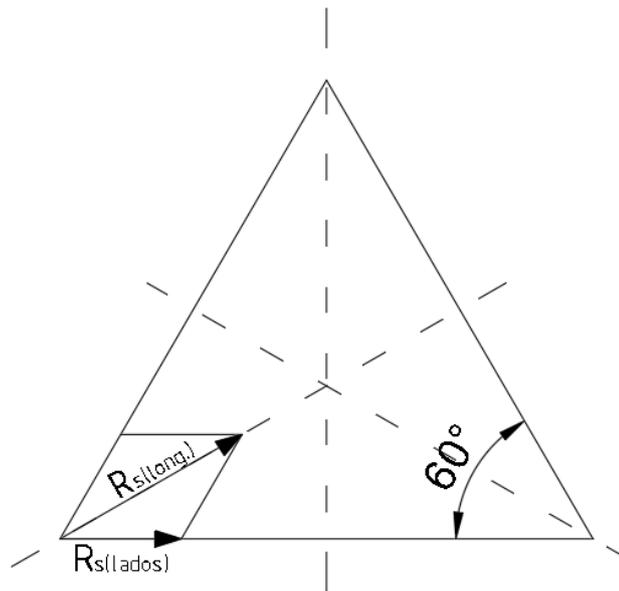
Figura 59 - Disposição de armaduras em blocos sobre três estacas segundo os lados (a) e as diagonais (b).



Fonte: Campos (2015).

Se o bloco sobre três estacas for armado segundo as diagonais do triângulo, podemos seguir a fórmula apresentada na Eq. 2.83. Logo, se as armaduras forem dispostas segundo os lados do triângulo, basta decompor o valor  $R_{s(diag.)}$  nas direções dos lados (Figura 60), como apresentado na Eq. 2.85.

Figura 60 - Decomposição da força da armadura nas laterais



Fonte: Elaborado pelo autor.

$$R_{s(lados)} = \frac{R_{s(diag.)}}{2 \cos 30^\circ} = \frac{R_{s(diag.)}}{\sqrt{3}} \quad \text{Eq. 2.87}$$

onde podemos expressar a Eq. 2.83 (para armadura dispostas nas diagonais do triângulo) da seguinte maneira:

$$R_{s(diag.)} = \frac{N_s}{3} \frac{1}{\tan \theta} = \frac{N_s}{9d} (\ell \sqrt{3} - 0,9b) = \frac{N_s \cdot \sqrt{3}}{9d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.88}$$

Nas barras tracionadas que ocupam a posição dos lados da base, o esforço será  $\alpha \cdot R_s$  (Figura 59 (a)), e nas barras tracionadas que ocupam as diagonais será igual a  $(1 - \alpha) R_s$  (Figura 59 (b)).

Para o caso de blocos sobre quatro estacas, os dois arranjos normalmente utilizados foram apresentados na Figura 58. Nela, ao igual que no bloco sobre três estacas, o arranjo encontra-se de acordo aos lados ou as diagonais do bloco quadrado.

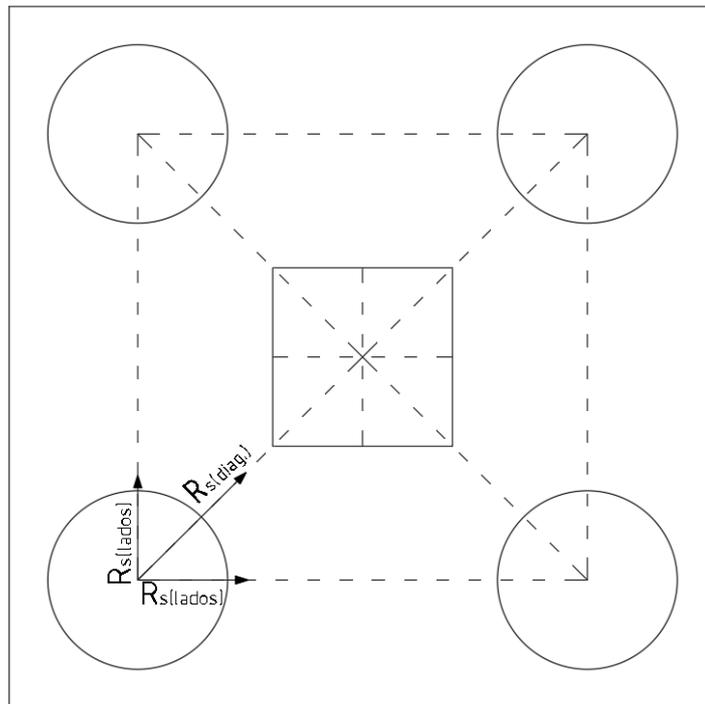
Se as barras tracionadas forem os lados do quadrado que tem por vértices as intersecções dos eixos das estacas com o plano médio das armaduras, basta decompor o valor de  $R_{s(diag.)}$  nas direções dos lados, conforme indicado na Figura 61.

$$R_{s(lados)} = \frac{R_{s(diag.)}}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq. 2.89}$$

ou

$$R_{s(long.)} = \frac{R_{s(diag.)}}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq. 2.90}$$

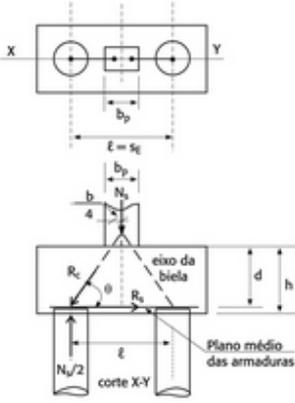
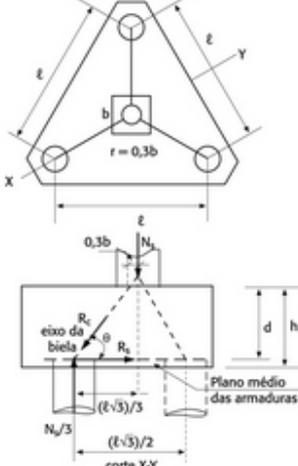
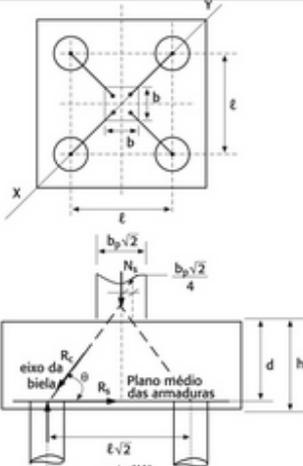
Figura 61 - Decomposição da força de tração nas laterais



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para fins didáticos, na sequencia apresenta-se, o Quadro 7, com recomendações extraídas por Gertsenchtein (1972), a partir dos inumeráveis ensaios realizados por Blévoit e Frémy (1967); nesses experimentos, os autores mencionados, ensaiaram blocos de duas, três e quatro estacas submetidas à força centrada variando disposições das armaduras. Numa primeira série, empregaram modelos de concreto de tamanho reduzido, com os quais diminuíram o campo das opções a examinar (inclinação máxima e mínima de bielas, tipos de armação etc.).

Quadro 7 - Resumo das recomendações para o dimensionamento

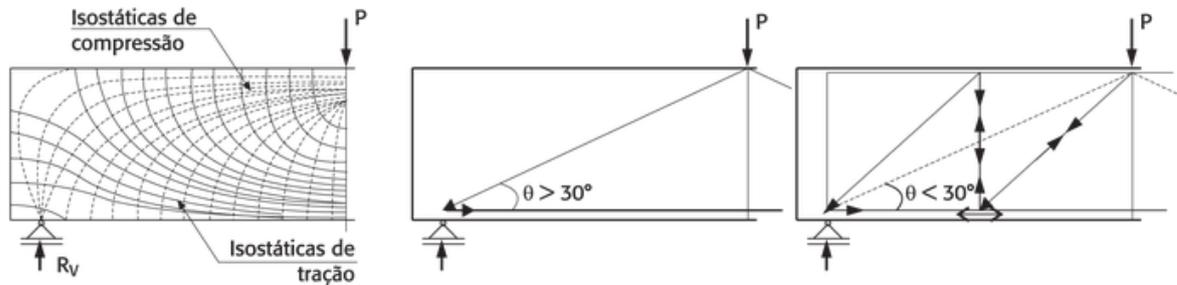
Blocos com duas estacas	Blocos com três estacas	Bloco com quatro estacas
		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Altura útil do bloco: Deve-se ter: <math>40^\circ &lt; \theta &lt; 60^\circ</math> Preferencialmente: <math>40^\circ &lt; \theta &lt; 55^\circ</math> Resultado em: <math display="block">0,5 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math></li> <li>• Armadura necessária: <math display="block">R_s = 1,15 \frac{N_s}{2} \frac{1}{\text{tg } \theta} = 1,15 \frac{N_s}{4d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> <math display="block">R_{sd} = 1,15 \frac{N_{sd}}{4d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)^{(1)}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Altura útil do bloco: Deve-se ter: <math>40^\circ &lt; \theta &lt; 55^\circ</math> Resultado em: <math display="block">0,58 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math></li> <li>• Armaduras necessárias: <math display="block">R_{s,diag} = \frac{N_s \sqrt{3}}{9d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> Segundo somente os lados: <sup>(2)</sup> <math display="block">R_{sd(lados)} = \frac{N_{sd}}{9d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> Segundo os lados e as diagonais: <math display="block">R_{sd(lados)} = \frac{\alpha \cdot N_{sd}}{9d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> <math display="block">R_{sd(diag)} = \frac{(1 - \alpha) N_{sd} \cdot \sqrt{3}}{9d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> <math display="block">2/3 \leq \alpha \leq 4/5</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Altura do bloco: Deve-se ter: <math>40^\circ &lt; \theta &lt; 55^\circ</math> Resultado em: <math display="block">0,71 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math></li> <li>• Armaduras necessárias: <math display="block">R_{s,diag} = \frac{N_s}{4} \frac{1}{\text{tg } \theta} = \frac{N_s \sqrt{2}}{8d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> Segundo somente os lados: <sup>(2)</sup> <math display="block">R_{sd(lados)} = \frac{N_{sd}}{8d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> Segundo os lados e as diagonais: <math display="block">R_{sd(lados)} = \frac{\alpha \cdot N_{sd}}{8d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> <math display="block">R_{s(diag)} = \frac{(1 - \alpha) N_{sd} \cdot \sqrt{2}}{8d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right)</math> <math display="block">1/2 \leq \alpha \leq 2/3</math></li> </ul>

<sup>(1)</sup>A tensão de tração no aço, calculada pelo processo das bielas, foi, em média, 15% inferior à tensão de escoamento, real ou convencional, do aço.

<sup>(2)</sup>Quando se refere segundo os lados, pode ser barras ou cintas.

Em que:  $A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}}$  (Eq. 2.89).

Figura 62 -Biela para  $\theta > 30^\circ$  e  $\theta < 30^\circ$ : isostáticas (peça não fissurada) (esquerda), sistema equivalente de bielas para  $45^\circ > \theta > 30^\circ$  (meio) e sistema equivalente de bielas para  $\theta < 30^\circ$  (direita)



Fonte: Gertsenchtein (1972).

#### 2.4.2.4.1 Verificação a tensão de compressão nas bielas

Uma vez calculadas as dimensões da sapata, tem-se que verificar as tensões nas bielas comprimidas nos blocos. Devido às variações de esforços ao longo da altura do bloco e da área da seção transversal, a verificação da tensão de compressão deve ser realizada tanto junto à estaca quanto junto ao pilar, pois estas áreas são de maior preocupação.

Quando as tensões solicitantes nas bielas comprimidas forem maiores que as tensões resistentes, é recomendado aumentar a altura da fundação, de forma a aumentar a capacidade resistente do elemento.

O item 24.5.7.3 da NBR 6118:2014 considera que, quando em uma determinada seção atua uma força inclinada de compressão, com sua componente de cálculo  $N_{sd}$  aplicada em uma seção eficaz  $A_e$  ( $A_{cp}$  – área comprimida junto ao pilar ou  $A_{cE}$  – área comprimida da biela junto à estaca, conforme Figura 64), as condições de segurança devem ser calculadas por:

$$\sigma_{c,sd} \leq \sigma_{c,Rd} = 0,85 f_{cd} \quad \text{Eq. 2.91}$$

Para todos os casos, tanto junto ao pilar quanto junto às estacas, recomenda-se:

Junto ao pilar:

$$\sigma_{cp,d} = \frac{\gamma_n \cdot N_{sd}}{A_{cp} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{cd} \quad \text{Eq. 2.92}$$

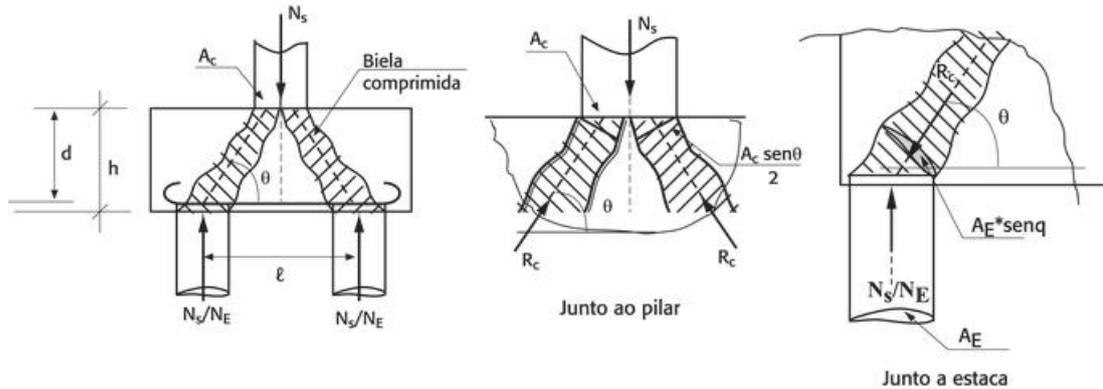
em que  $\gamma_n$  é o coeficiente de ajustamento recomendado pelo item 5.3.3 da NBR 8681 (ABNT, 2003b) e varia de 1,0 a 1,44.

Junto às estacas:

$$\sigma_{ce,d} = \frac{\gamma_n \cdot N_{sd}}{A_{cE} \cdot n_E \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{cd} \quad \text{Eq. 2.93}$$

em que  $n_E$  é o numero de estacas.

Figura 63 – Tensões junto ao pilar e à estaca



Fonte: Campos (2015)

Para fins práticos, apresenta-se no Quadro 8 as equações que tem que se verificar para evitar o esmagamento das bielas do bloco sobre estacas.

Quadro 8 – Condições de não esmagamento das bielas

Condições de não esmagamento das bielas		
Número de estacas	Junto ao pilar	Junto à estaca
Duas estacas	$\frac{N_{sk}}{A_{c.p} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{ck}$	$\frac{N_{sk}}{2A_{c.e} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{ck}$
Três estacas	$\frac{N_{sk}}{A_{c.p} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,06 f_{ck}$	$\frac{N_{sk}}{3A_{c.e} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,06 f_{ck}$
Quatro estacas	$\frac{N_{sk}}{A_{c.p} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,28 f_{ck}$	$\frac{N_{sk}}{4A_{c.e} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,28 f_{ck}$

### 2.4.2.5 Recomendações para detalhamento

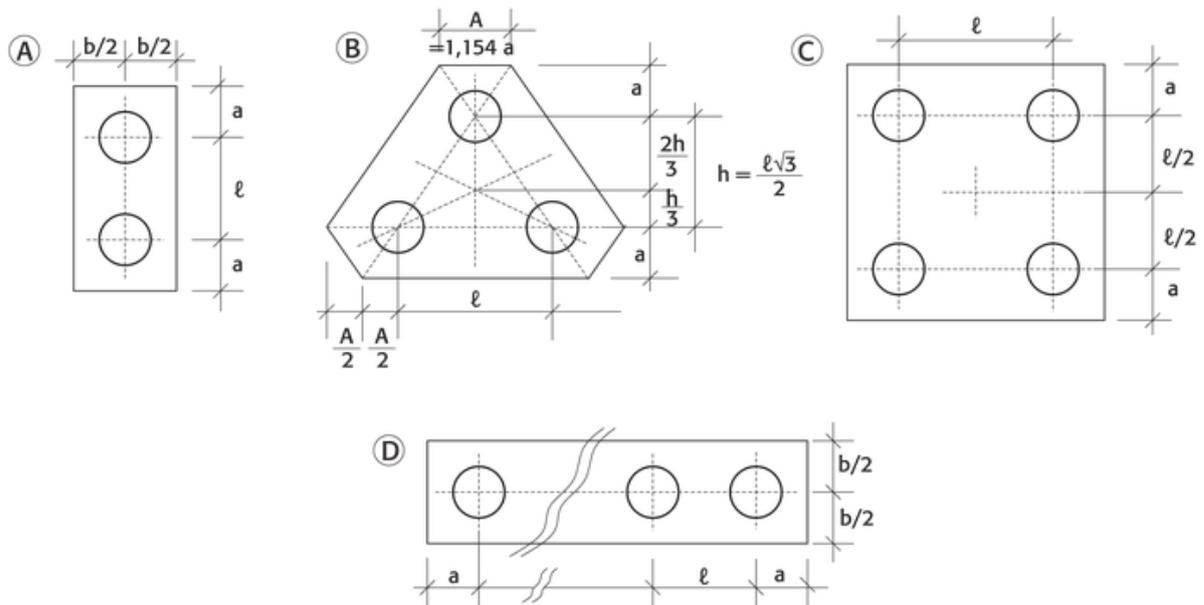
#### 2.4.2.5.1 Disposições construtivas

Deve-se procurar dispor as estacas de modo a conduzir à menor dimensão de bloco possível. Na NBR 6122:2010 não é especificado a distância mínima entre estacas, recomendações de autores como Bastos (2017) indicam dimensões entre:

$$\ell \geq \begin{cases} 2,5d_E \rightarrow \text{para estacas pre moladadas} \\ 3,0d_E \rightarrow \text{para estacas moldadas in loco} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

A distância  $a$  entre as estacas e a borda do bloco mais próxima deve ser de  $(1,0 \text{ a } 1,5) d_E$  ou ainda  $d_E + 15 \text{ cm}$ , o maior. A largura  $b$  do bloco com estacas alinhadas deve ser, no mínimo, igual a  $2a$  (Figura 64).

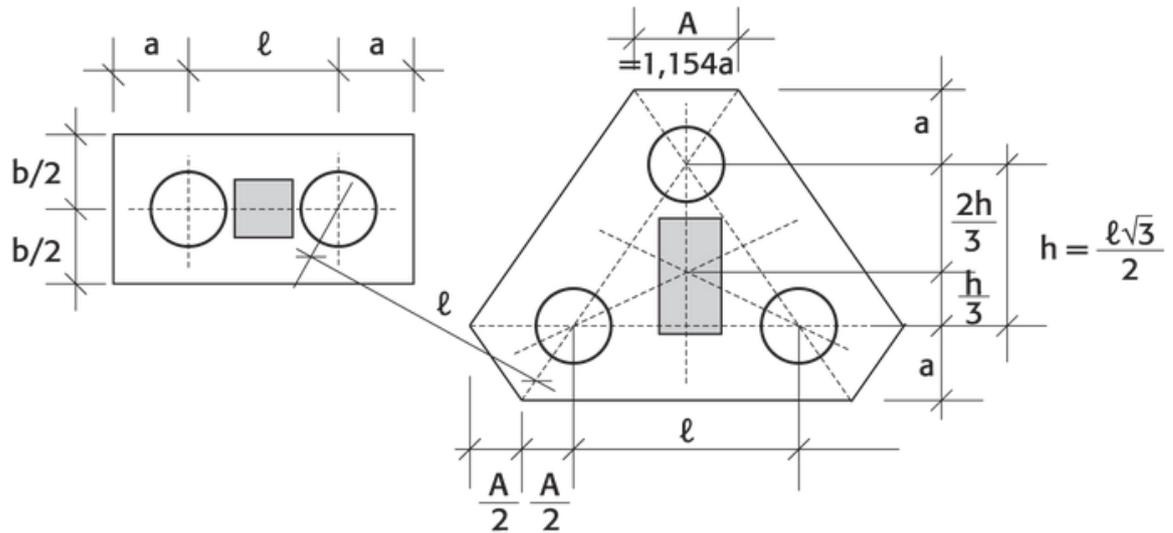
Figura 64 - Disposições construtivas: duas estacas (A), três estacas (B), quatro estacas (C) e três ou mais estacas alinhadas (D).



Fonte: Bastos (2016)

O espaçamento  $\ell$  entre as estacas do mesmo bloco também é o mesmo entre estacas de blocos contíguos (ao lado), conforme indicado na Figura 65.

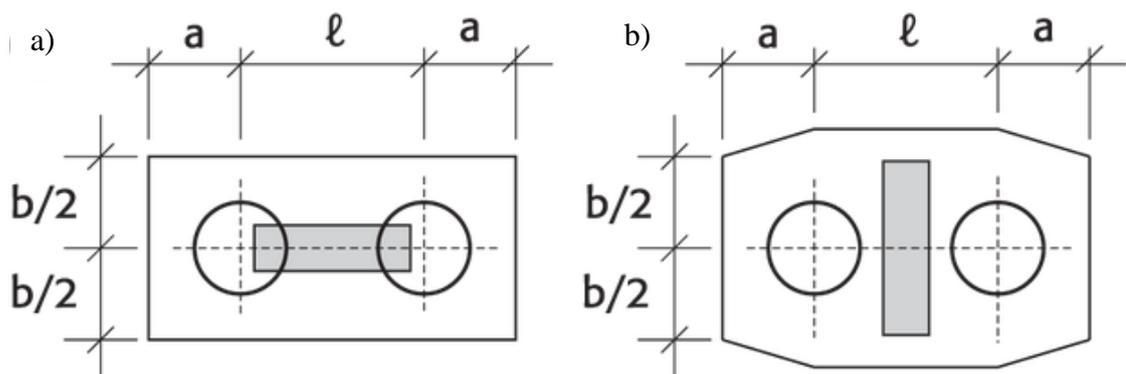
Figura 65 - Distância entre estacas de blocos contíguos



Fonte: Bastos (2016)

Quando as estacas estão alinhadas (Figura 66), sempre que possível alinhá-las também com a maior dimensão do bloco, bem como com a maior dimensão do pilar.

Figura 66 - Blocos com estacas alinhadas na direção do pilar: recomendado (a) e não recomendado (b).

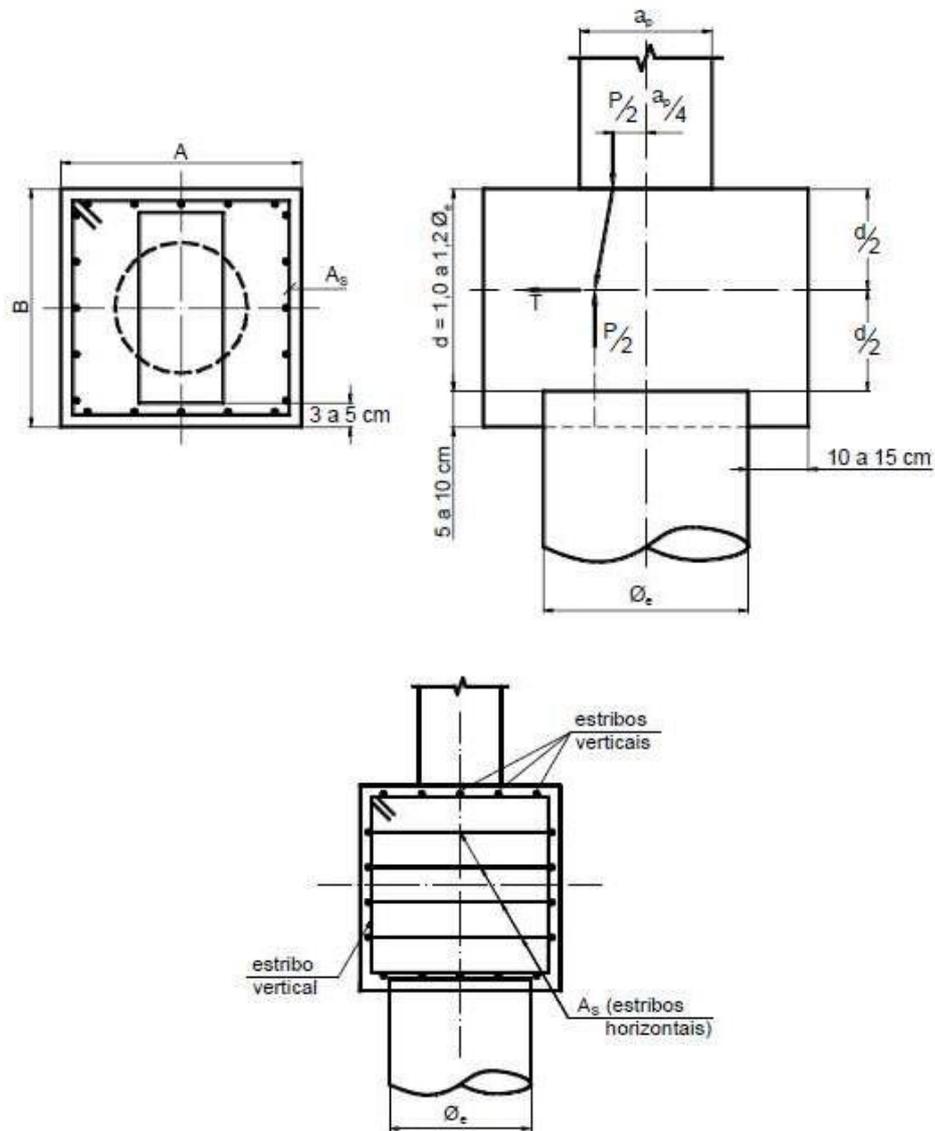


Fonte: Bastos (2016)

#### 2.4.2.5.2 Bloco sobre uma estaca

Em relação à armadura de tração, são adotados estribos horizontais para esforço de fendilhamento e estribos verticais construtivos, como apresentado na Figura 67.

Figura 67 - Bloco sobre uma estaca



Fonte: Bastos (2016)

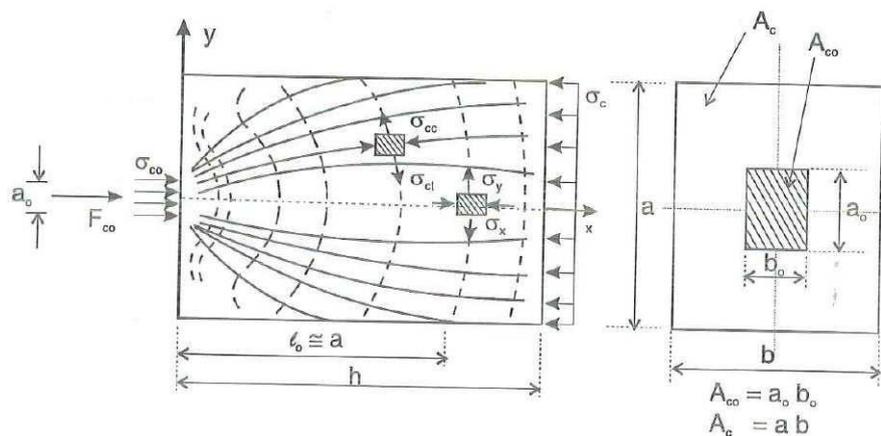
Por simplicidade, conforme recomendado por Bastos (2017), será adotado para os estribos construtivos verticais, nas duas direções do bloco, áreas iguais à armadura principal  $A_s$  (estribos horizontais).

O autor ainda complementa que para edifícios onde a carga sobre o bloco é alta, a dimensão  $A$  pode ser tomada como:  $A = \phi_e + 2 \times 10 \text{ cm}$ , ou 15 cm ao invés de 10 cm (Figura 70); e para construções de cargas baixas sobre o bloco:  $A = \phi_e + 2 \times 5 \text{ cm}$ . Por outra parte, Spernau (s.d.) recomenda que a estaca deva manter um afastamento das faces de bordo do bloco de no mínimo 10 cm.

Bastos (2017) ainda determina que a altura  $d$  do bloco pode ser estimada entre  $\phi_e$  e  $1,2\phi_e$ , como indicado na Figura 70, ou ter altura mínima para ancorar a armadura de arranque do pilar.

Observa-se pela Figura 68 que a força de tração a ser resistida pela armadura dimensionada é tomada na metade no bloco, a uma altura  $\frac{d}{2}$ . Essa consideração é explicada por Leonhardt e Mönning (1978) através do desenvolvimento das trajetórias das tensões principais. A distribuição de tensões não é uniforme ao longo de certo trecho de comprimento  $l_0$ . As trajetórias de compressão longitudinal se tornam paralelas após esse trecho da introdução da carga  $l_0 \cong a$ , e começam a surgir tensões transversais de tração. Segundo Fusco (2013) esse comprimento  $l_0$  é chamado de “comprimento de perturbação” ou de “regularização” (Figura 69).

Figura 68 – Bloco de concreto sobre carga concentrada



Fonte: Fusco (2013)

O bloco fica sujeito a estados múltiplos de tensão, isto acontece por causa da força ser aplicada numa área menor (área do pilar). Ao longo do eixo do bloco sempre terá tensão

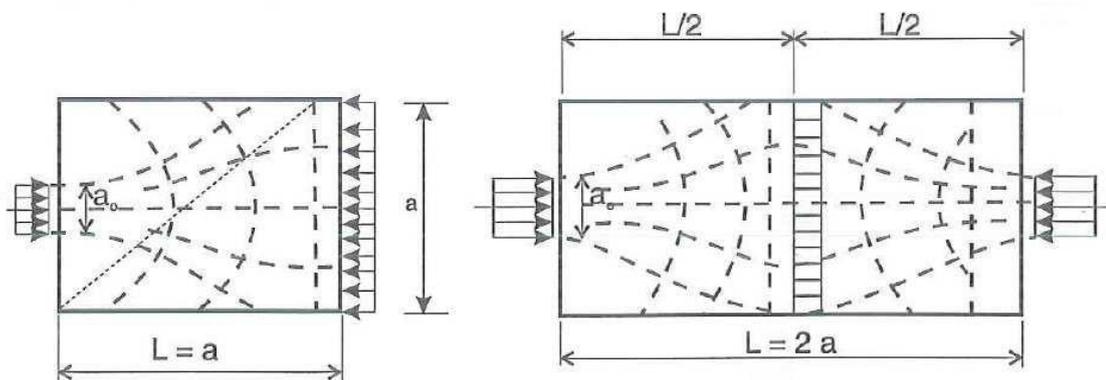
de compressão enquanto nas duas direções transversais, a tensão será de compressão apenas nas imediações da face de carregamento, sendo de tração no restante do comprimento de perturbação.

Nos locais onde acontece a tensão de tração, tem-se que colocar armadura transversais, convenientemente disposta, para que o bloco seja capaz de resistir à tração e seja impedido o fendilhamento do mesmo.

Em um bloco prismático no qual em uma das faces é aplicada uma força concentrada (pilar), admite-se que o bloco seja suficientemente longo para que na face oposta as tensões sejam uniformemente distribuídas ao longo de toda área desta outra seção. Quando nesta outra face a carga também for aplicado de modo concentrado, admite-se que o bloco seja suficientemente longo para que a uniformização das tensões ocorra pelo menos na seção a meio comprimento do bloco (FUSCO 2013).

Em outras palavras, em um bloco de coroamento para uma estaca em que na face superior há uma carga concentrada (pilar) e na face inferior há outra carga concentrada (estaca), a altura do bloco deve ser na ordem de grandeza da maior dimensão e o bloco deverá ser suficientemente longo para que a uniformização das tensões ocorra na seção a meio comprimento do bloco, no caso, a  $\frac{d}{2}$  como na Figura 68. Fusco (2013) demonstra a zona de regularização das tensões na Figura 70.

Figura 69 – Zonas de regularização de tensões dos blocos submetidos a forças concentradas

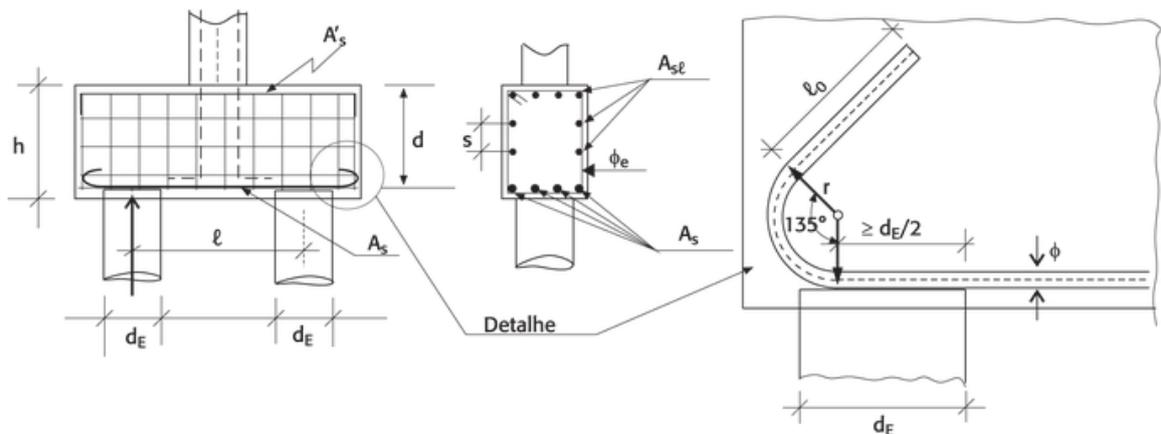


Fonte: Fusco (2013)

### 2.4.2.5.3 Bloco sobre duas estacas

Na Figura 70, indica-se o detalhamento para a dobra de armadura em bloco sobre duas estacas.

Figura 70 - Detalhamento de bloco sobre duas estacas



Fonte: Campos (2015)

#### Armaduras complementares

A princípio, somente as armaduras principais seriam suficientes para absorver as imperfeições de obra (BASTOS, 2017). No caso do eixo do pilar não coincidir com o eixo das estacas, essa armadura torna-se necessária. Todavia, recomenda-se que tais armaduras sejam colocadas principalmente para o caso de blocos sobre duas estacas (CAMPOS, 2015).

#### Armadura de pele (lateral ou “costela”)

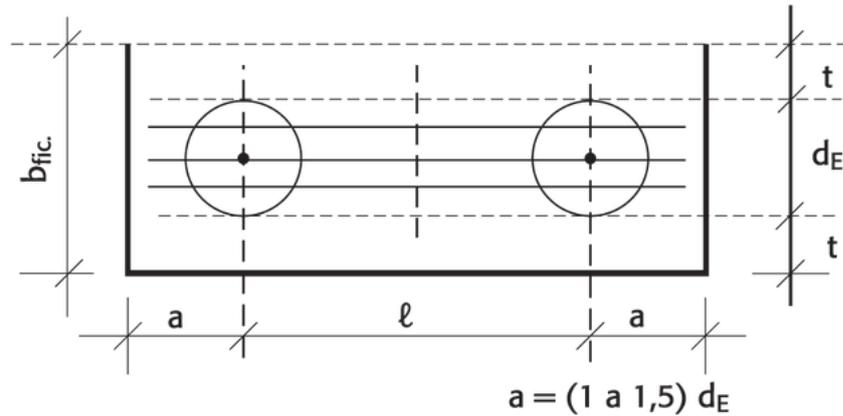
Recomenda-se, além da armadura inferior principal, uma armadura complementar lateral (de pele) igual a:

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

A largura fictícia (Figura 71) para o cálculo da armadura lateral é:

$$b_{fic.} = d_E + 2t \quad \text{Eq. 2.94}$$

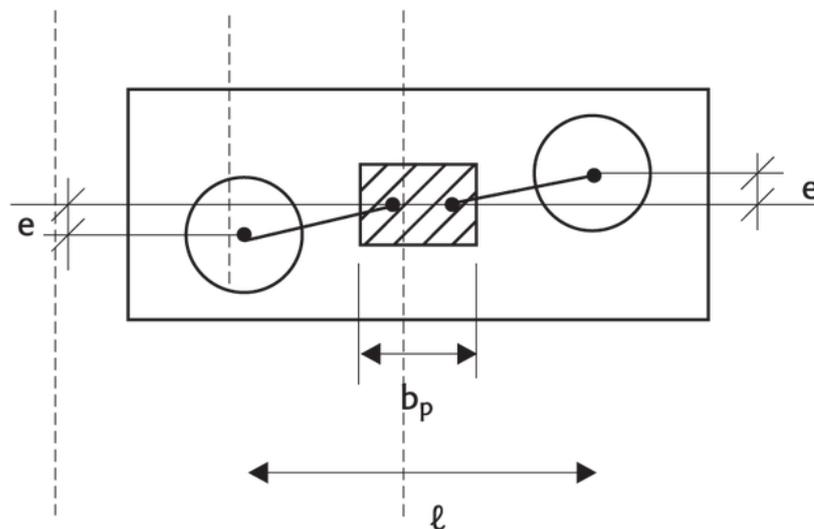
Figura 71 - Largura fictícia



Fonte: Campos (2015)

A armadura de pele é obrigatória quando  $h \geq 60$  cm (aumento da vida útil da peça). No caso de blocos sobre duas estacas, sempre utilizar a armadura lateral (CAMPOS, 2015). Essa armadura tem dupla finalidade, ou seja, auxiliar na absorção de possíveis momentos de torção decorrentes da falta de alinhamento do bloco com as estacas (Figura 72) e dar ao bloco uma ruptura mais dúctil (BASTOS, 2017).

Figura 72 - Excentricidade por falha de locação ou cravação



Fonte: Campos (2015).

Diâmetro da armadura lateral:  $\phi_{lat.} \geq 12,5 \text{ mm}$

Espaçamento (Recomendação da NBR 6118, ABNT, 2014, item 18.3.5):

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

### Armadura de arranque dos pilares

O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem, pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão (ou biela).

Mautoni (1971) recomenda alguns detalhes para blocos sobre duas estacas:

- Blocos com inclinação de bielas superior a  $45^\circ$  devem usar armadura de pele (armadura lateral) para absorver esforços da ordem de 20 a 25% da reação da estaca.
- A armadura construtiva na face superior do bloco é calculada por:

$$A'_s \cong \frac{1}{5} A_s \text{ (Podendo chegar até } 1/8 \text{ de } A_s \text{ nos casos de blocos com estacas moldadas in loco de grande diâmetro)}$$

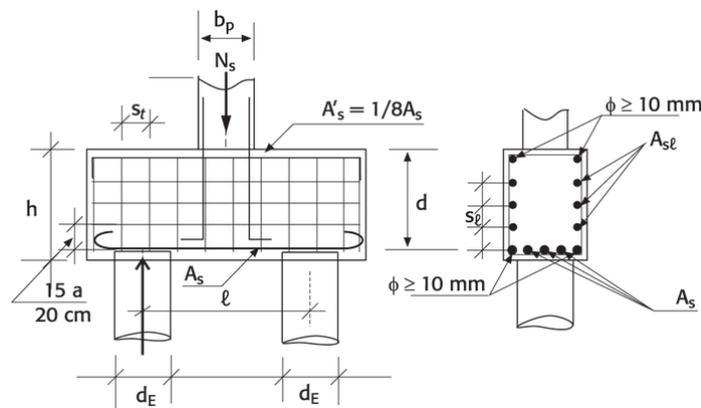
- Armaduras dos estribos:

$$\text{Diâmetro: } \phi_e \begin{cases} \phi 10 \text{ mm para aços comuns} \\ \phi 8 \text{ mm para aços especiais} \end{cases}$$

$$\text{Espaçamento: } s_t \text{ ou } s_e \begin{cases} 12 \text{ cm quando } N_s \leq 800 \text{ kN} \\ 10 \text{ cm quando } N_s > 800 \text{ kN} \end{cases}$$

- Para blocos com inclinação de bielas inferior a  $40^\circ$ , calcular os estribos pelo critério de viga.
- O início do dobramento do gancho deve ser fora da cabeça da estaca;
- Dobrar em gancho horizontal as extremidades da armadura de pele.

Figura 73 - Detalhe das armaduras de bloco sobre duas estacas.



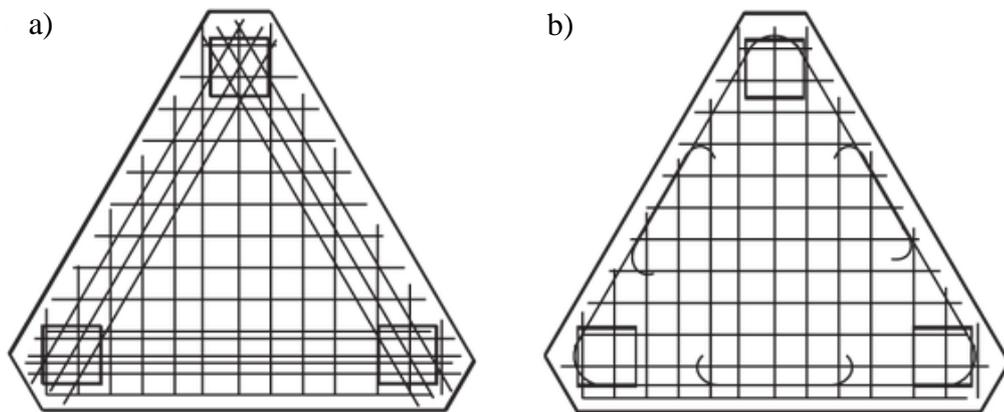
Fonte: Mautoni (1971)

#### 2.4.2.5.4 Bloco sobre três estacas

Para detalhamento em blocos sobre três estacas, segundo Campos (2015), é recomendado (Figura 74):

- A ancoragem das armaduras deve obedecer aos mesmos detalhes apresentados para as barras tracionadas e na Figura 67, referente ao bloco sobre duas estacas;
- No caso de cintas, as emendas devem ser feitas por superposição mínima igual ao comprimento de ancoragem de barras tracionadas;
- Quando se utilizarem armaduras somente segundo os lados ou cintas, recomenda-se a colocação de uma malha para reduzir a fissuração do fundo do bloco. A armadura da malha deve ter área de  $1/5A_s$  (lados) em cada direção.

Figura 74 - Bloco sobre três estacas com armaduras: segundo os lados mais malha (a) e em cinta mais malha (b).



Fonte: Blévoit e Frémy (1967)

#### 2.4.2.5.5 Bloco sobre quatro estacas

Para detalhamento em blocos sobre quatro estacas, segundo Campos (2015), é recomendado:

- No caso da existência de armaduras somente segundo os lados, recomenda-se a colocação de malha inferior (na base do bloco) com seção total, em cada direção, pelo menos igual a  $1/5$  da armadura principal ( $A_{s(lados)}$ );

➤Tendo em vista a observação feita para os blocos sobre três estacas, Blévoit e Frémy (1967) recomendam que as armaduras segundo os lados sejam calculadas por:

$$R_{sd(lados)} = \frac{\alpha \cdot N_{sd}}{8d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \quad \text{Eq. 2.95}$$

e que a armadura distribuída da malha seja igual a:

$$R_{sd(malha)} = \frac{2,4(1-\alpha) \cdot N_{sd}}{8d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \text{ (em cada direção)} \quad \text{Eq. 2.96}$$

mantendo  $3/4 \leq \alpha \leq 6/7$  (recomenda-se  $\alpha = 0,8$ ).

#### 2.4.2.5.6 Recomendações gerais

De acordo com o item 22.7.4.1.1 da NBR 6118:2014, a armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas em proporções de equilíbrio das respectivas bielãs.

##### ✓ Ancoragem junto à estaca

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado, segundo o item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), por:

$$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}(0,3\ell_b, 10\phi \text{ e } 100mm) \quad \text{Eq. 2.97}$$

Onde:

$\alpha = 1,0$  para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$  para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3 \phi$ ;

$\alpha = 0,7$  quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2 da NBR 6118:2014;

$\alpha = 0,5$  quando houver barras transversais soldadas, conforme o item 9.4.2.2 da NBR 6118:2014, e gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3 \phi$ ;

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad \text{Eq. 2.98}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad \text{Eq. 2.99}$$

em que  $\eta_1 = 2,25$ ;  $\eta_2 = 1,0$ ;  $\eta_3 = 1,0$  (item 9.3.2.1 da NBR 6118:2014).

$$f_{ctd} = \frac{0,7 f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,21 f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Eq. 2.100}$$

Tabela 5- Valores de  $\alpha \cdot \ell_b$

	20	25	30	35
<b>Reto sem gancho</b>	44 $\phi$	44 $\phi$	44 $\phi$	44 $\phi$
<b>Com gancho</b>	44 $\phi$	44 $\phi$	44 $\phi$	44 $\phi$

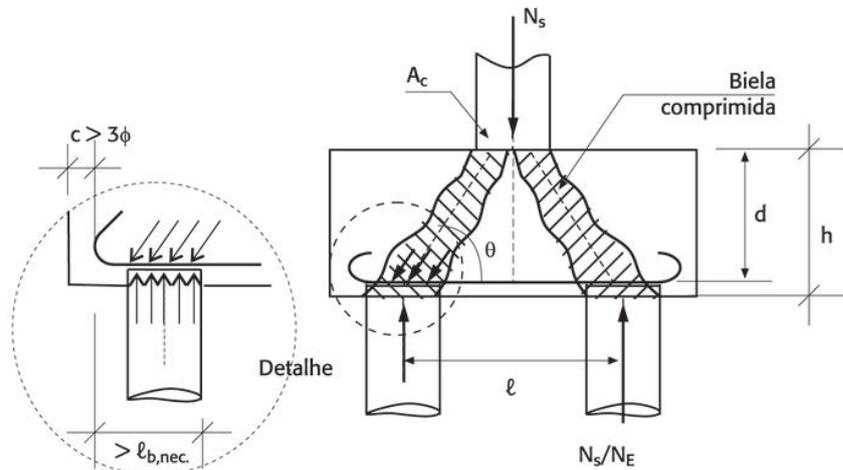
$$\geq \ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}(0,3\ell_b, 10\phi \text{ e } 100mm)$$

Fonte: Campos (2015)

O valor do comprimento necessário pode ser reduzido em 20% pelo fato de a compressão da biela ser um efeito favorável.

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (Figura 75). Para barras com  $\phi \geq 20$  mm devem ser utilizados ganchos de 135° ou 180°. Além disso, tem-se que colocar ganchos nas extremidades das barras.

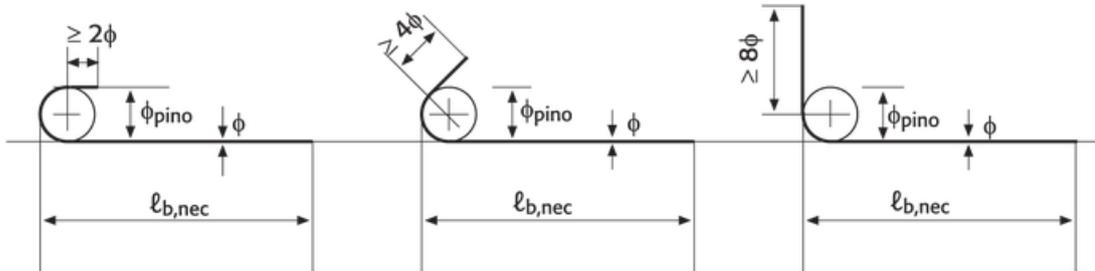
Figura 75 - Ancoragem da armadura principal junto à estaca



Fonte: Campos (2015)

Os ganchos das armaduras de tração seguem as determinações do item 9.4.2.3 da mesma norma (Figura 76 e Tabela 6).

Figura 76 - Ganchos



Fonte: Campos (2015)

Tabela 6 - Diâmetro de dobramento dos pinos ( $\phi_{pino}$ )

Bitola	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 $\phi$	5 $\phi$	6 $\phi$
$\geq 20$	5 $\phi$	8 $\phi$	-

Fonte: item 9.4.2.3 da NBR 6118:2014

Para barras com  $\phi \geq 20$  mm devem ser utilizados ganchos de 135° ou 180°. Para barras com  $\phi \geq 25$  mm deve ser verificado o fendilhamento em plano horizontal, uma vez que pode ocorrer o destacamento de toda a malha da armadura.

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas sobre as estacas, medida a partir da face das estacas (CAMPOS, 2015).

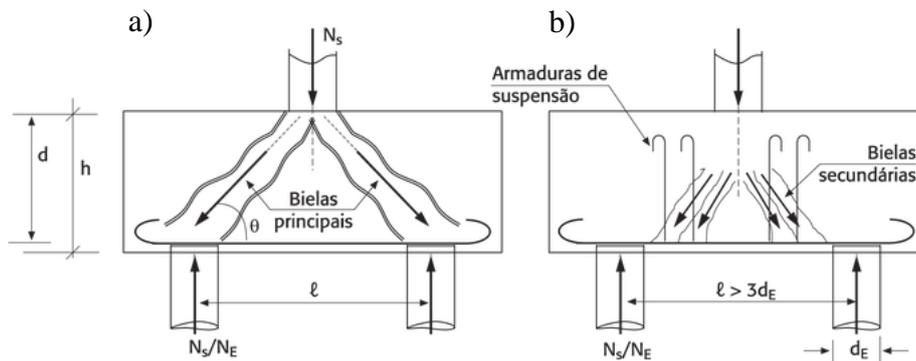
✓ Armadura complementar em malha

Para controlar a fissuração, deve ser prevista uma armadura adicional em malha uniformemente distribuída em duas direções para, no máximo, 20% (1/5) dos esforços totais, completando a armadura principal, conforme o item 22.7.4.1.2 da NBR 6118:2014, calculada com uma resistência de cálculo de 80% de  $f_{yd}$  (item 22.5.4.1.2 da NBR 6118:2003).

✓ Armadura de suspensão

Quando a armadura é uniformemente distribuída (malha, por exemplo), há uma tendência de a biela de compressão se apoiar fora da estaca, exigindo uma armadura de levantamento (BASTOS, 2017). A inexistência dessa armadura pode permitir uma ruptura por tração do concreto, conforme indica a Figura 77. Essa ruptura é típica de carregamento por baixo.

Figura 77 - Bielas: situação idealizada (a) e situação real (b).



Fonte: Campos (2015)

Embora o modelo de bielas parta do pressuposto de que toda a carga vertical é transmitida às estacas por meio de bielas principais comprimidas, o comportamento real revela que, à medida que as estacas se distanciam entre si (acima de  $3d_E$ ), a carga tende a descer a  $45^\circ$  e, diante disso, surgem bielas secundárias entre as estacas. Ou seja, parte da carga vertical se propaga para o intervalo entre as estacas (região onde não existe apoio) (CAMPOS, 2015).

Logo, deve-se levantar essa parcela da carga por meio de armaduras de suspensão, calculadas da seguinte maneira:

$$A_{susp.} = \frac{N_{sd}}{1,5n_E \cdot f_{yd}} \quad \text{Eq. 2.101}$$

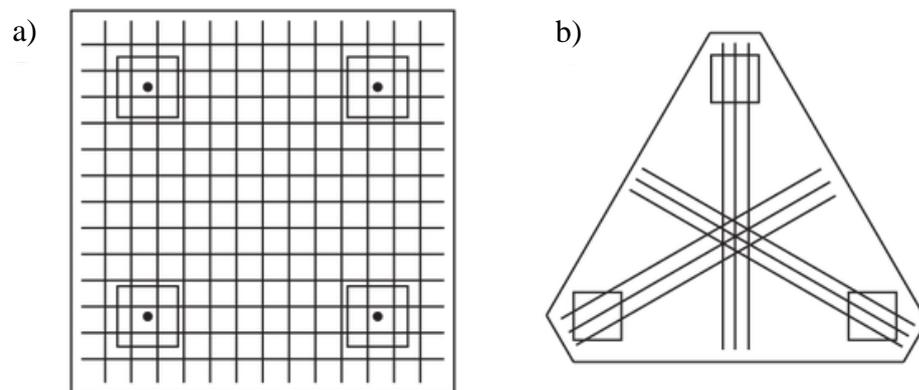
em que  $N_{sd}$  é a carga vertical oriunda da superestrutura acrescida do peso próprio do bloco.

Esse tipo de ruptura foi observado por Blévoit e Frémy (1967), com o detalhamento da Figura 78 (a), e por Leonhardt e Mönnig (1978).

Leonhardt e Mönnig (1978b) sugerem a colocação de estribos segundo os lados, como apresentado na Figura 79.

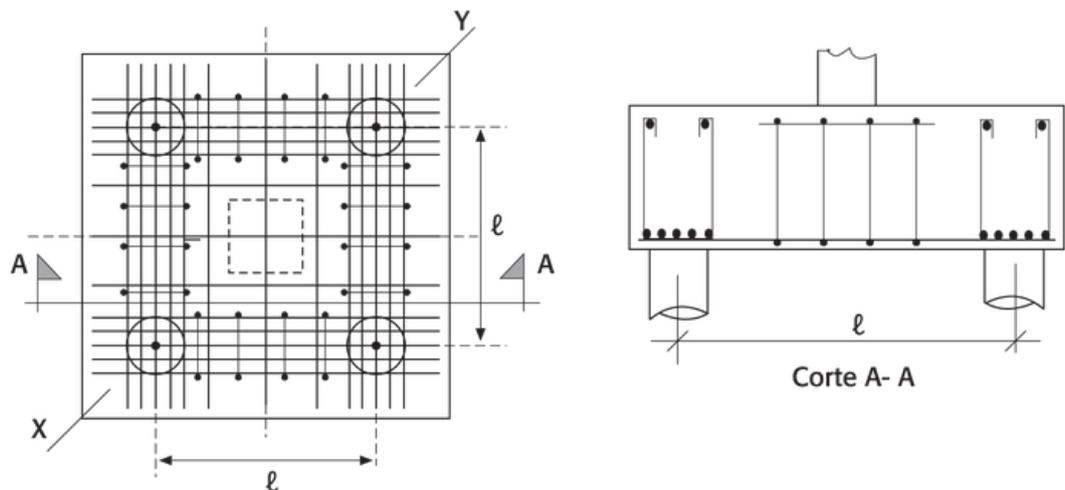
Como não tem sido usual a utilização de estribos em blocos pela dificuldade de detalhamento, sugere-se evitar a utilização de blocos somente com malhas em blocos sobre quatro estacas, bem como somente armadura segundo as diagonais no caso de blocos sobre três estacas (CAMPOS, 2015).

Figura 78 - Blocos sobre quatro e três estacas: armadura em malha (a) e armadura segundo as diagonais (b).



Fonte: Blévoit e Frémy (1967)

Figura 79 - Armadura de levantamento segundo Leonhardt e Mönnig (1978b)



Fonte: Leonhardt e Mönnig (1978)

Para equilibrar uma parcela da carga (para blocos com, no mínimo, três estacas), o item 22.5.4.1.3 da NBR 6118:2014, indica que tal armadura deverá ser utilizada nos casos em que a armadura de distribuição for superior a 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que  $3d_E$ .

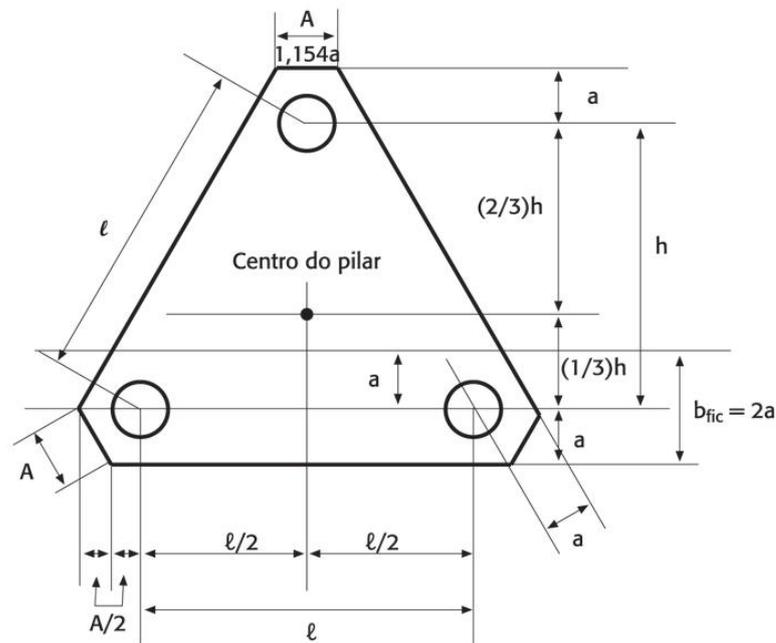
✓ Armaduras de pele (armadura lateral)

Em peças de grande altura ou com grandes cobrimentos para a armadura principal, recomenda-se a armadura lateral com a finalidade de reduzir fissuras. Essas armaduras devem ser localizadas nas faces do bloco com área mínima de:

$$A_{s,lat.} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,long.} \\ 0,10\%b_{fic.} \cdot h \text{ (em cada face)} \end{cases}$$

Em blocos de três ou mais estacas, o valor de  $b_{fic.}$  pode ser tomado igual a  $2\alpha$  (Figura 80). O espaçamento dessa armadura lateral não deve ser superior a 20 cm.

Figura 80 - Largura fictícia



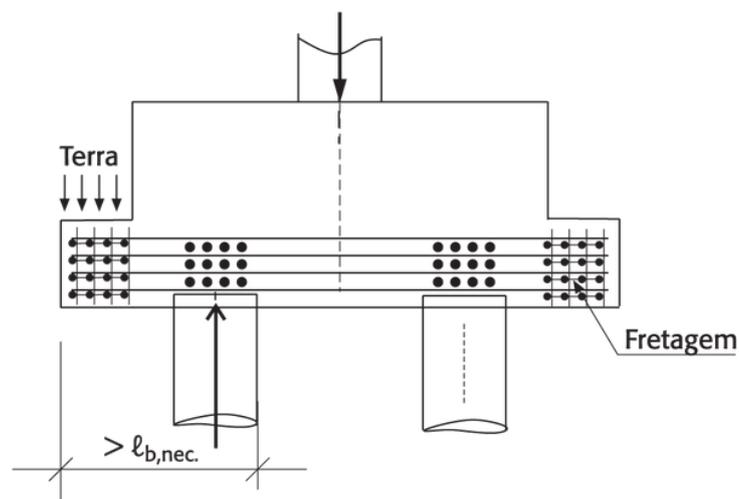
Fonte: Campos (2015)

Segundo Campos (2015), no caso de várias camadas de armaduras, não se pode ancorar com gancho e utiliza-se o seguinte detalhe:

- Cria-se um dente para conseguir o comprimento de ancoragem reta necessário. É recomendável fazer uma fretagem das barras nessa região (fazer uma gaiola). Utilizam-se, para tanto, armaduras com área igual a 0,2 a 0,3 da área da armadura principal.

A armadura desse consolo (Figura 81) para a carga de terra não deve ser esquecida.

Figura 81 – Consolo no bloco para ancoragem reta



Fonte: Campos (2015).

#### 2.4.2.6 Bloco sob atuação de força axial e momento fletor

Para Carvalho e Pinheiro (2009), em diversas situações não se pode desprezar o efeito do momento fletor que atua na base do pilar e, este momento, assim com a força axial, tem que ser transmitido para as estacas.

No dimensionamento dos blocos de coroamento, mesmo quando existe atuação de momento fletor na base do pilar, procura-se dimensionar os blocos e o posicionamento das estacas de modo que as estacas trabalhem somente a força de compressão. O que pode e ocorre nesses casos é que, devido à atuação do momento fletor, uma estaca acaba sendo solicitada à compressão com maior intensidade quando comparada com outra(s) estaca(s), no mesmo bloco.

Tanto Bastos (2017), como Carvalho e Pinheiro (2009), apresentam um método de cálculo baseado na superposição dos efeitos da carga normal e dos momentos fletores, atuando separadamente.

Conforme os autores, para o modelo ser válido, deve-se obedecer às seguintes hipóteses:

- O bloco possui movimento de corpo rígido e, portanto, ou tem translação ou rotação em torno de um eixo.
- As estacas estão rotuladas nos blocos, ou seja, só tem capacidade de transmitir esforço axial.
- Os eixos x e y devem ser os eixos principais de inércia.
- As estacas devem ser verticais, do mesmo tipo, diâmetro e comprimento.

Para um pilar, submetido a uma carga vertical  $N$  e momentos  $M_x$  e  $M_y$ , apoiados sobre um conjunto de estacas verticais, a tensão no centro de uma estaca  $i$ , é dada por (BASTOS, 2017):

$$\sigma_i = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times y_i}{I_x} \pm \frac{M_y \times x_i}{I_y} \quad \text{Eq. 2.102}$$

Onde:

$N$  é a carga vertical do pilar;

$S$  é a área da seção transversal de todas as estacas e pode ser considerada como  $S = n_e \times S_i$ , sendo  $n_e$  o número de estacas e  $S_i$  a área da seção de cada estaca, admitindo-se todas iguais;

$M_x$  é o momento fletor que atua em torno do eixo x, sendo positivo quando comprime o lado positivo do eixo Y;

$M_y$  é o momento fletor que atua em torno do eixo y, sendo positivo quando comprime o lado positivo do eixo X;

$X_i$  é a coordenada x da estaca  $i$ ;

$Y_i$  é a coordenada y da estaca  $i$ .

Considerando-se que a tensão é a relação de força sobre área, para obter a força  $N_i$  (carga vertical na estaca  $i$ ), pode-se escrever a Eq. 2.99 como:

$$\sigma_i \times S_i = N_i = \frac{N}{n_e} + \frac{M_x \times y_i \times S_i}{I_x} + \frac{M_y \times x_i \times S_i}{I_y} \quad \text{Eq. 2.103}$$

E considerando que o momento de inércia pode ser escrito como:

$$I_x = n_e \times I_{xi} + S_i \times \sum y_i^2 \rightarrow I_x = S_i \times \sum y_i^2 \quad \text{Eq. 2.104}$$

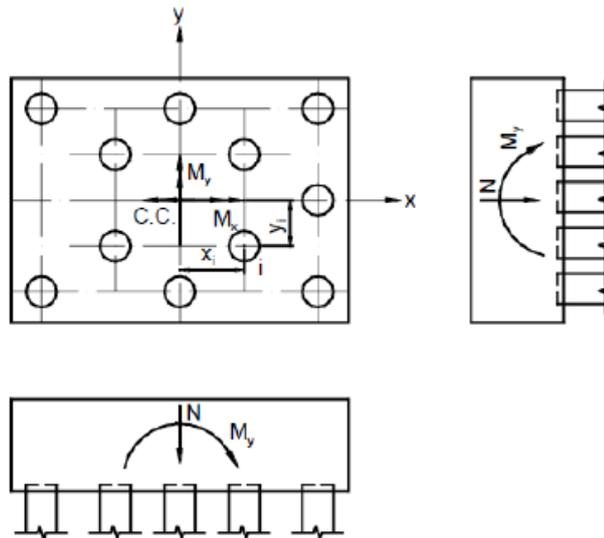
$$I_y = n_e \times I_{yi} + S_i \times \sum x_i^2 \rightarrow I_y = S_i \times \sum x_i^2 \quad \text{Eq. 2.105}$$

Por fim, a força axial em cada estaca pode ser obtida da seguinte forma:

$$N_i = \frac{N}{n_e} + \frac{M_x \times y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_i}{\sum x_i^2} \quad \text{Eq. 2.106}$$

A Figura 83 ilustra a carga axial e os momentos fletores atuantes no bloco.

Figura 82 – Momentos fletores e carga normal atuantes no bloco.



Fonte: Bastos (2017)

Bastos (2017) ainda recomenda que a força axial  $N$  seja multiplicada por 1,10, levando em conta um acréscimo de 10% do peso próprio do bloco de concreto.

Após a análise e obtenção das forças axiais atuantes em cada estaca, levando em consideração a força axial e o momento fletor na base do pilar, consegue-se perceber qual a estaca possui maior solicitação e prossegue-se o dimensionamento do bloco de coroamento, como visto anteriormente para variados números de estacas, considerando-se que todas as estacas estão submetidas a essa mesma solicitação.

### 3 DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

Neste capítulo serão apresentados exemplos de dimensionamento de sapatas rígidas por meio do Método das Bielas, com o objetivo de por em prática o processo de decisão de variáveis e dimensionamento das armaduras necessárias para suportar os esforços nos quais uma fundação do tipo sapata pode estar solicitada.

Como indicado nos capítulos anteriores, a escolha do tipo de fundações depende de uma análise prévia do solo onde será executado, como este não é o objetivo do trabalho, será considerando que o solo tem as propriedades adequadas para a realização das sapatas.

Para a realização do dimensionamento das sapatas, foi adotado um projeto real fornecido pelo orientador, este projeto já conta com as dimensões e localizações dos pilares.

No Anexo A é apresentado a planta de carga e locação de pilares, da qual serão escolhidos quatro pilares (P11, P30, P31 e P86), para o dimensionamento com base na teoria exposta no capítulo 2, estes pilares foram selecionados especificamente para exemplificar sapata isolada, corrida e associada; respectivamente. Já no Anexo B é apresentada a planta de locação das sapatas, sendo que estas sapatas foram pre-dimensionadas a partir de uma planilha Excel, apresentado no Anexo C. Para as sapatas S11, S30-31 e S86, será apresentado com detalhe os cálculos e detalhamentos para o dimensionamento.

Para a realização dos exemplos serão considerados os seguintes dados com relação ao solo, retirados do livro Exercícios de fundações (ALONSO, 2010):

- $R_{d,solo} = 0,357 \text{ MPa} (357 \text{ kN/m}^2)$ ;
- $\sigma_{adm,solo} = 0,255 \text{ MPa} (255 \text{ kN/m}^2)$ .

Agora com relação as propriedades do aço (CA-50) e o concreto a ser utilizado temos respectivamente:

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa} (5000 \text{ kgf/cm}^2 = 50 \text{ kN/cm}^2)$ ;
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa} (250 \text{ kgf/cm}^2)$ .

### 3.1 Sapata isolada

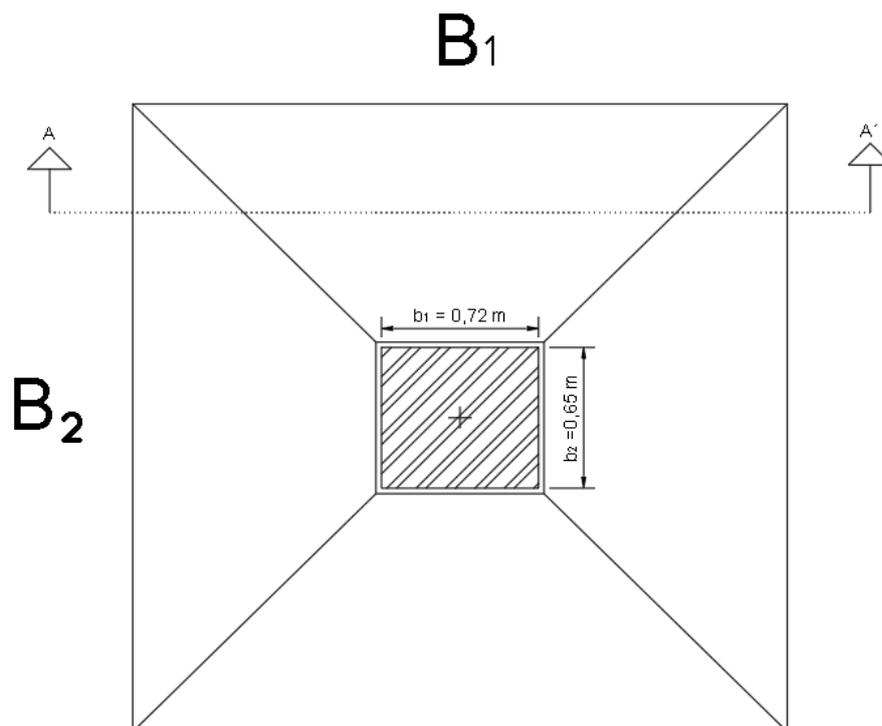
#### 3.1.1 Dimensionamento sapata “S86”

Usualmente em projetos estruturais, a sapata é identificada utilizando sua inicial e um número que representa o número do pilar para o qual será dimensionada a fundação. Seguindo essa recomendação, temos que a S86 será a sapata dimensionada para transmitir a carga do pilar P86 para o solo.

O pilar P86 é um pilar localizado no meio de uma laje sem proximidade com o contorno da edificação nem de outro pilar, assim a solução adotada para transmitir a carga para o solo é de sapata isolada.

A carga permanente a ser transmitida é uma carga centrada de valor  $G_k = 1969 \text{ kN}$  e as dimensões do pilar são de 65x72 cm, sendo  $B_1 = 0,72 \text{ m}$  e  $B_2 = 0,65 \text{ m}$  (Figura 83).

Figura 83 – Sapata isolada rígida



Fonte: Elaborado pelo autor.

Na sequência, apresenta-se o passo a passo para o dimensionamento e detalhamento da sapata isolada.

### Cálculo da carga solicitante de calculo

$$N_{sd} = 1,4(G_k) = 1,4(1969) \quad \text{Eq. 3.1}$$

$$N_{sd} = 2756,6 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.2}$$

### Área da Sapata

$$A = \frac{\gamma_f \cdot (N_{sk} + 0,1G_k)}{R_{d,solo}} = \frac{1,4(1969 + 0,1 \times 1969)}{357} \quad \text{Eq. 3.3}$$

$$A = 8,49 \text{ m}^2 \quad \text{Eq. 3.4}$$

ou

$$A = \frac{(N_{sk} + 0,1G_k)}{\sigma_{adm,solo}} = \frac{(1969 + 0,1 \times 1969)}{255} \quad \text{Eq. 3.5}$$

$$A = 8,49 \text{ m}^2 \quad \text{Eq. 3.6}$$

### Dimensões da sapata

Agora, conhecendo-se os valores de:

$$b_1 = 0,72 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,65 \text{ m}$$

$$A = 8,49 \text{ m}^2$$

e as equações Eq. 3.7 e Eq. 3.8 se podem achar as dimensões necessárias dos lados da sapata para poder transmitir a carga ao solo de forma segura.

$$A = B_1 \cdot B_2 \quad \text{Eq. 3.7}$$

$$B_1 - b_1 = B_2 - b_2 \quad \text{Eq. 3.8}$$

Assim, aplicando álgebra nas equações apresentadas, tem-se:

$$B_1 = \frac{(b_1 - b_2)}{2} \pm \sqrt{\frac{(b_1 - b_2)^2}{4} + A} \quad \text{Eq. 3.9}$$

$$B_1 = \frac{(0,72-0,65)}{2} + \sqrt{\frac{(0,72-0,65)^2}{4} + 8,49} \quad \text{Eq. 3.10}$$

$$B_1 = 2,948 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.11}$$

Adota-se um valor maior ao encontrado, múltiplo de 10 cm, para sua melhor execução. Assim o valor adotado é de  $B_1 = 3,00 \text{ m}$ .

Com a dimensão  $B_1$  calculada, pode-se achar a dimensão do lado faltante.

$$B_2 = \frac{A}{B_1} = \frac{8,49}{3,00} \quad \text{Eq. 3.12}$$

$$B_2 = 2,83 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.13}$$

Adota-se o valor de  $B_2 = 2,90 \text{ m}$ .

Com isso, apresenta-se as dimensões preliminares da sapata em planta (Figura 84) e em corte (Figura 85). Note-se no corte, que é colocado um lastro de 5 cm, que servira como base para a sapata; além disso, é realizado um acréscimo de  $\geq 2,5 \text{ cm}$  ao redor da base do pilar que servira como apoio para a forma do pilar (Figura 85).



Quando  $(B_1 - b_1) \neq (B_2 - b_2)$ , toma-se o maior valor para o cálculo do  $h$ . Assim, pega-se o valor de  $h_1$  e adota-se um valor superior múltiplo de 5 cm. Assim temos que a altura da sapata :  $h = 0,80 m$ .

Além disso, adota-se a altura útil como  $d = 0,75m = 75 cm$ .

De acordo com Montaya, Meseguer e Cabré (1973), para não precisar de forma procura-se uma inclinação superior da sapata entre 1:30 – 1:4. Para este exemplo aplica-se uma inclinação de 1:4.

Com isso, calcula-se a altura do troco de pirâmide da sapata ( $h_1$ ).

$$h_1 = \frac{(1,14-0,025)}{4} = 0,278 \cong 0,30 m \quad \text{Eq. 3.16}$$

Continua-se calculando a altura da base da sapata ( $h_0$ ), subtraindo a altura do tronco de pirâmide com a altura total da sapata.

$$h_0 = h - h_1 = 0,80 - 0,30 = 0,50 m \quad \text{Eq. 3.17}$$

Como a altura  $h_0$  esta dentro dos limites permitidos  $\left( h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 20 cm \end{cases} \right)$ , continua-se

sem alterações.

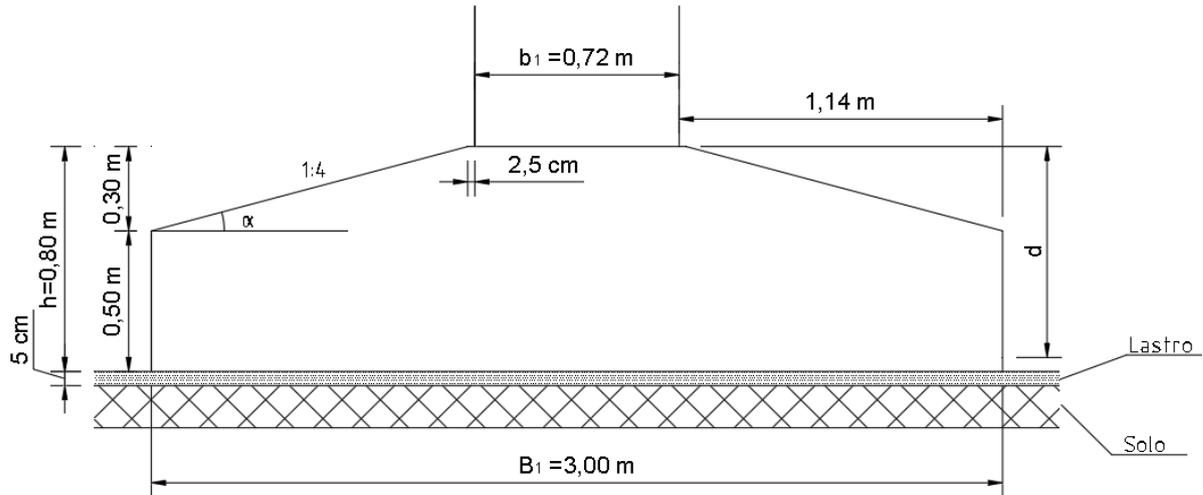
Antes de adotar as dimensões achadas como dimensões finais da sapata, é necessário verificar que a tensão que a sapata dimensionada transmite ao solo, não seja maior que a tensão admissível. Assim com a Eq. 2.5, isolando a tensão tem-se:

$$\sigma_{s86} = \frac{N_{sk} + 0,1G_k}{A} = \frac{(1969 + 196,9)}{8,7} = 248,95 \frac{kN}{m^2} < 255 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Eq. 3.18}$$

$$\sigma_{adm,solo} < \sigma_{s86} \rightarrow ok! \quad \text{Eq. 3.19}$$

Dessa forma, será mantido  $B_1 = 3,00 m$  e  $B_2 = 2,90 m$ , como dimensões finais da sapata (Figura 86). Apresenta-se na Figura 87 as dimensões finais da sapata em corte.

Figura 86 – Dimensões finais da sapata (corte A-A')



Fonte: Elaborado pelo autor.

### **Cálculo da armadura**

O cálculo da armadura necessária pode ser feito por meio das equações Eq. 2.11 e Eq.12, apresentadas no capítulo 2.

Para o lado  $B_1$  tem-se:

$$R_{sd1} = \frac{N_{sd} \cdot (B_1 - b_1)}{8d} = \frac{2756,6 \times (3 - 0,72)}{8 \times 0,75} \quad \text{Eq. 3.20}$$

$$R_{sd1} = 1047,51 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.21}$$

$$A_{s1} = \frac{R_{sd1}}{f_{yd}} = \frac{1047,51}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} \quad \text{Eq. 3.22}$$

$$A_{s1} = 24,09 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.23}$$

E para o lado  $B_2$  tem-se:

$$R_{sd2} = \frac{N_{sd} \cdot (B_2 - b_2)}{8d} = \frac{2756,6 \times (2,9 - 0,65)}{8 \times 0,75} \quad \text{Eq. 3.24}$$

$$R_{sd1} = 1033,73 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.25}$$

$$A_{s1} = \frac{R_{sd1}}{f_{yd}} = \frac{1033,73}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} \quad \text{Eq. 3.26}$$

$$A_{s1} = 23,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.27}$$

Como temos  $A_{s1} \cong A_{s2}$  ; utiliza-se a mesma área de armadura necessária para cada direção da sapata. Assim:

$$A_{s1} = A_{s2} = 24,09 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.28}$$

Calcula-se a armadura por metro necessária em cada direção:

$$\text{Para } B_1 \rightarrow A_{s1} = \frac{24,09}{3,00} = 8,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Eq. 3.29}$$

$$\text{Para } B_2 \rightarrow A_{s1} = \frac{24,09}{2,90} = 8,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Eq. 3.30}$$

Utilizando a Tabela 7 pode-se determinar o espaçamento das armaduras.

Tabela 7 – Especificações das barras

Barras ( $\phi - mm$ )	Massa nominal (kg/m)	Área da seção ( $mm^2$ )
10,0	0,617	78,5
12,5	0,963	122,7
16,0	1,578	201,1

Fonte: ABNT (2007)

Para a direção  $B_1$  tem-se:

$$e_1 = \frac{100A_{s1}\phi_{16}}{A_s} = \frac{201,1}{8,03} = 25 \text{ cm} \rightarrow \phi 16 \text{ c/ } 25 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.31}$$

Como é recomendado que o espaçamento seja do máximo 2h ou 20 cm, se utiliza uma bitola de menor área.

$$e_1 = \frac{100A_{s1}\phi_{12,5}}{A_s} = \frac{122,7}{8,03} = 15 \text{ cm} \rightarrow \phi_{12,5} \text{ c/ } 15 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.32}$$

Como o espaçamento com as barras  $\phi_{12,5}$  está dentro dos limites recomendados, esta será a barra a ser utilizada para a armadura.

Na direção  $B_2$  utiliza-se também barras  $\phi_{12,5}$  para facilitar o detalhamento da sapata, assim temos:

$$e_2 = \frac{100A_{s1}\phi_{12,5}}{A_s} = \frac{122,7}{8,30} = 14 \text{ cm} \rightarrow \phi_{12,5} \text{ c/ } 14 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.33}$$

### **Verificação das tensões nas bielas**

O cálculo das tensões nas bielas será feito na superfície C (pilar-sapata), aplicando a Eq. 2.21.

$$\tau_{sd} = \frac{N_{sd}}{(\mu \cdot d)} = \frac{2756,6}{2 \times (0,72 + 0,65) \times 0,75} \quad \text{Eq. 3.34}$$

$$\tau_{sd} = 1341,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,341 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.35}$$

A tensão atuante na superfície C tem que ser comparada com a tensão limite, segundo a NBR 6118:2014.

$$\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 3.36}$$

Primeiramente calcula-se  $\alpha_v$ :

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,90 \quad \text{Eq. 3.37}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times 0,90 \times \frac{25}{1,4} = 4,34 \text{ MPa} > 1,34 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.38}$$

$$\tau_{Rd2} > \tau_{sd} \rightarrow \text{ok!}$$

### **Detalhamento armadura**

Já tendo calculado as armaduras necessárias para a sapata, prosseguiu-se ao detalhamento da mesma.

Para o detalhamento em planta ainda é necessário a determinação do comprimento reto ( $C_{reto}$ ) e o comprimento total ( $C_{total}$ ) da barra.

$$C_{total} = C_{reto} + 2 \left( \frac{2\pi \cdot r_{dobr.}}{4} + 8\phi \right) \quad \text{Eq. 3.39}$$

Primeiramente acha-se o raio de dobragem:

$$r_{dobr.} = \frac{\phi_{pino}}{2} = 2,5\phi = 3,125 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.40}$$

Agora, para o lado  $B_1$  calcula-se o comprimento reto da armadura ( $C_{reto}$ ):

$$C_{reto1} = B - 2(c_{cobr.} + r_{dobr.}) = 300 - 2(3 + 3,125) \quad \text{Eq. 3.41}$$

$$C_{reto1} = 287,75 \text{ cm} \cong 290 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.42}$$

Seguido do cálculo do comprimento total ( $C_{total}$ ) da armadura na mesma direção:

$$C_{total1} = 290 + 2 \left( \frac{2\pi \cdot 3,125}{4} + 8 \times 1,25 \right) = 320 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.43}$$

Continua-se calculando para o lado  $B_2$  o comprimento reto da armadura ( $C_{reto}$ ):

$$C_{reto2} = B - 2(c_{cobr.} + r_{dobr.}) = 290 - 2(3 + 3,125) \quad \text{Eq. 3.44}$$

$$C_{reto2} = 277,75 \text{ cm} \cong 280 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.45}$$

Seguido do cálculo do comprimento total ( $C_{total}$ ) da armadura na mesma direção:

$$C_{total2} = 280 + 2 \left( \frac{2\pi \cdot 3,125}{4} + 8 \times 1,25 \right) = 310 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.46}$$

Como informação complementar, pode-se apresentar o volume total da sapata:

$$V_{sap} = V_{base} + V_{tp} = (B_1 \times B_2 \times h) + \left( \frac{h_1}{3} (A + \sqrt{A \cdot a} + a) \right) \quad Eq. 3.47$$

$$V_{sap} = (0,50 \times 3 \times 2,9) + \left( \frac{0,3}{3} (8,7 + \sqrt{8,7 \cdot 0,539} + 0,539) \right) = 1,14 \text{ m}^3 \quad Eq. 3.48$$

Onde:

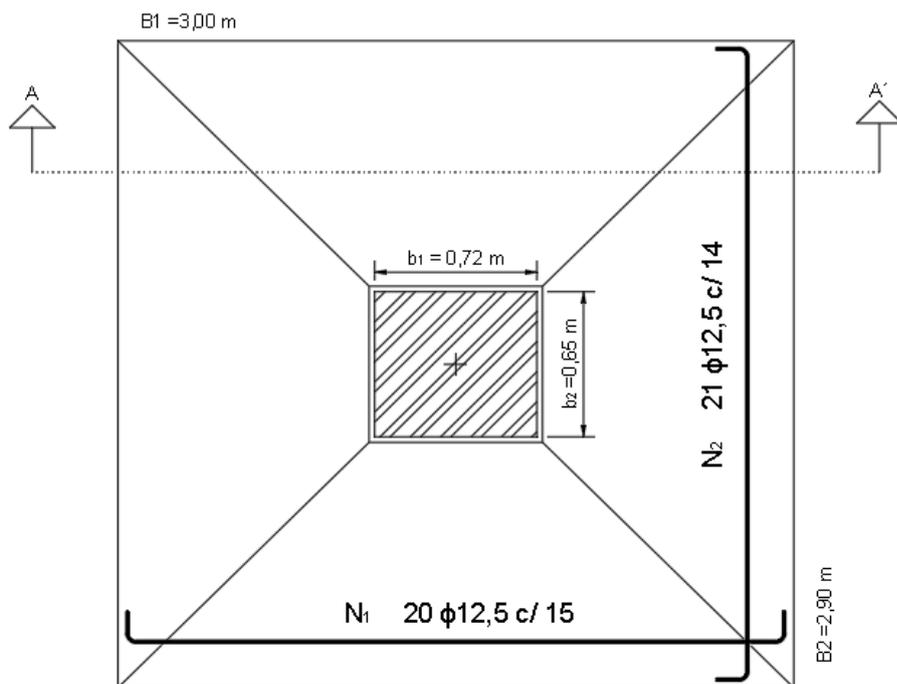
$A$  é a área maior;

$a$  é a área menor;

$h_1$  é a altura do tronco de pirâmide.

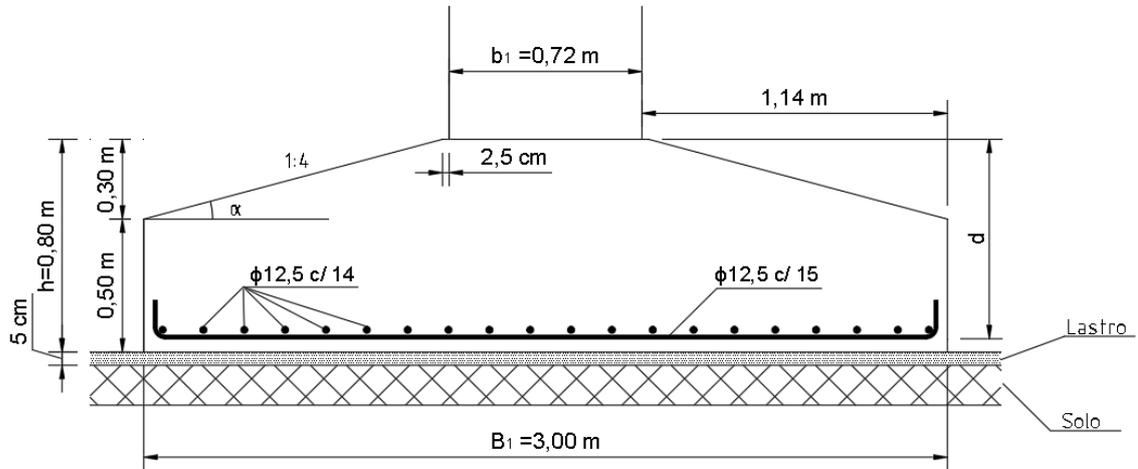
Assim com todas as informações apresentadas, procede-se a elaboração das Figuras 87 e 88, onde apresentam os detalhamentos das armaduras em planta e em corte, respectivamente.

Figura 87 – Armaduras em Planta



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 88 – Detalhamento das armaduras em corte



Fonte: Elaborado pelo autor.

De acordo com os detalhamentos apresentados nas figuras anteriores, pode-se elaborar uma tabela resumo de material.

Tabela 8- Resumo aço da sapata

Tabela de ferragem					Resumo do aço CA-50				
Aço	N	Diâm.(mm)	Quant.	Comprimento		Diâm.(mm)	Compr.(m)	Peso	
				Unitário	Total				
				(cm)	(cm)				
								Unit. <sup>(1)</sup>	Total
								(kg/m)	
CA-	1	12,5	20	320	6400	12,5	64	0,963	61,63
50	2	12,5	21	310	6510	12,5	65,1	0,963	62,69
Peso total (kg)								=	124,33

<sup>(1)</sup>Valor tabelado pela NBR 7480:2007

Consumo: aço/concreto = 24,43 kg/m<sup>3</sup>

### Verificação do comprimento de ancoragem (dentro da sapata)

De acordo com a equação Eq. 2.62, o comprimento de ancoragem necessário  $l_{b,nec} = l_{b,min}$ . é o maior entre  $0,3l_b$ ,  $10\phi$  e  $100(\text{mm})$ . Tem-se como comprimento

disponível (altura útil da sapata)  $\ell_{disponivel} = 75 \text{ cm}$ ; e tem-se a resistência característica do concreto igual a  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ .

Utilizando as barras retas, tem-se:

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{\phi \times 500}{4 \times 1,15(0,338 \times 25^{2/3})} = 38\phi \quad \text{Eq. 3.49}$$

$$\ell_b = 38\phi = 38 \times 1,25 \quad \text{Eq. 3.50}$$

$$\ell_b = 47,5 \text{ cm} > (0,3\ell_b; 10\phi; 10 \text{ mm}) < 75 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.51}$$

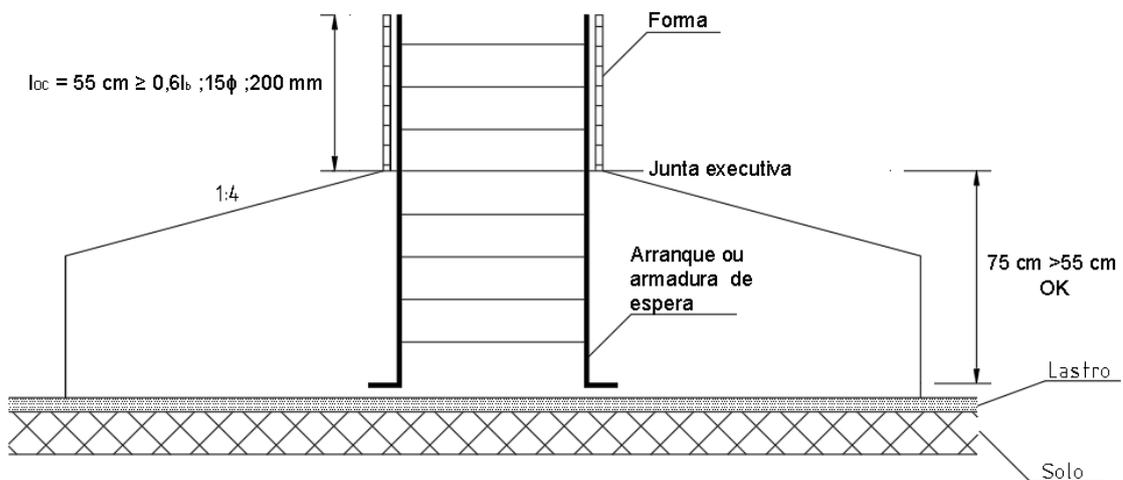
Comprimento de arranque ou emenda (acima da sapata):

$$\ell_{oc} = \ell_{b,nec} \geq \ell_{oc,min}. \quad \text{Eq. 3.52}$$

Em que  $\ell_{oc,min}$  é o maior entre  $0,6\ell_b$ ,  $15\phi$  e  $200 \text{ mm}$ .

Com todas as considerações, foi feita a Figura 89, onde apresenta o detalhamento da armadura de ancoragem (espera).

Figura 89 – Armadura de espera



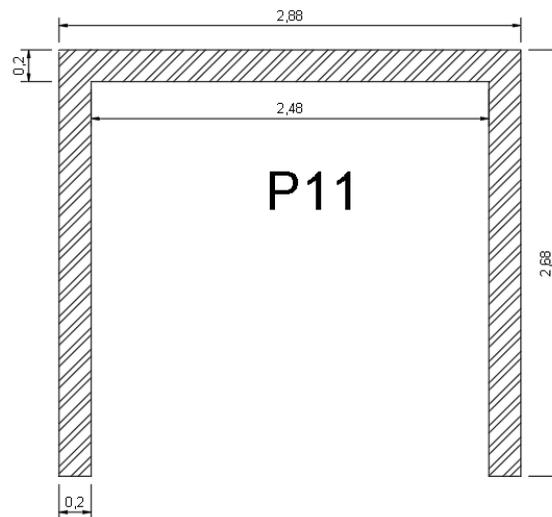
Fonte: Elaborado pelo autor.

### 3.2 Sapata Corrida

#### 3.2.1 Dimensionamento sapata “S11”

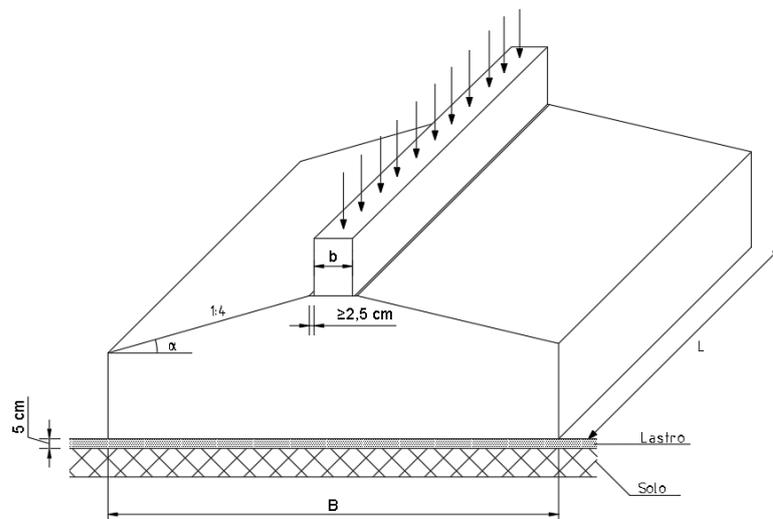
O pilar P11 é o pilar que forma a caixa de elevadores, suas dimensões estão indicadas na Figura 91 e tem carga distribuída de 540 kN/m. Uma sapata é denominada corrida quando  $L \geq 3B$ ; pelo comprimento deste pilar, a sapata a ser dimensionada será corrida.

Figura 90 – Pilar “P11”



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 91 – Sapata corrida rígida



Fonte: Elaborado pelo autor.

### Cálculo da ação solicitante de cálculo

A carga  $F_{SK}$  é uma carga por unidade de comprimento correspondendo a  $g + k$  (carga permanente e carga acidental). Como somente há carga permanente ( $G_k = 540 \text{ kN/m}$ , calcula-se  $F_{sd}$  como:

$$F_{sd} = N_{sd} = 1,4(G_k) = 1,4(540) \quad \text{Eq. 3.53}$$

$$F_{sd} = N_{sd} = 756 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.54}$$

Sendo  $F_{sd}$  a carga por unidade de comprimento.

### Dimensionamento da sapata (geometria)

Primeiramente achamos a dimensão  $B$ , que corresponde a menor dimensão da sapata corrida, de acordo com a equação Eq. 2.6, considerando a maior dimensão como unitária tem-se:

$$B = \frac{1,4(F_{sk} + 0,1G_k)}{R_{d,solo}} = \frac{1,4(540 + 0,1 \times 540)}{357} \quad \text{Eq. 3.55}$$

$$B = 2,33 \cong 2,35 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.56}$$

Adotamos  $B = 2,35 \text{ m}$ .

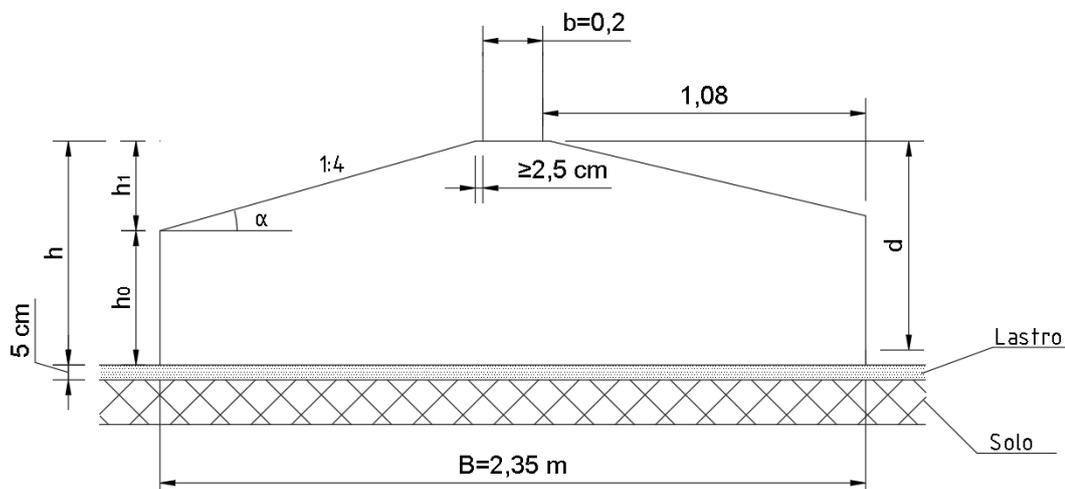
Segue-se com o dimensionamento da altura da sapata. Para ela ser rígida tem-se que:

$$h \geq \frac{(B-b)}{3} = \frac{(2,35 - 0,20)}{3} = 0,72 \cong 0,75 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.57}$$

Além disso, adota-se altura útil como  $d = 0,70 \text{ m}$ .

Para não ser necessário a colocação de formas, a inclinação da parte superior da sapata deve ser entre 1:3 e 1:4, conforme a Figura 92.

Figura 92 – Dimensões transversais da sapata



Fonte: Elaborado pelo autor.

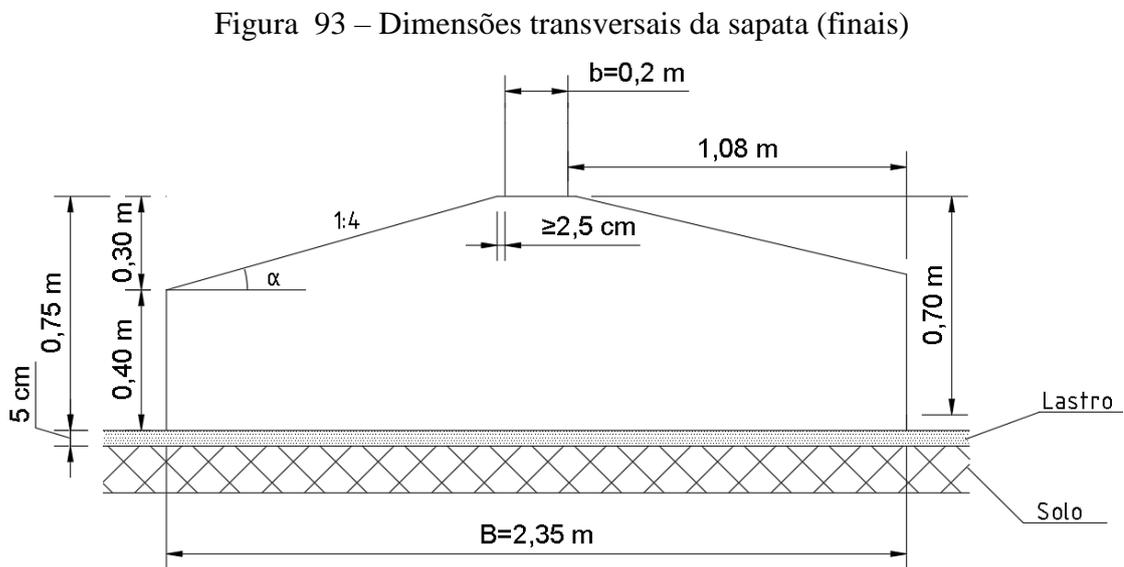
Com estes limites calcula-se a altura do tronco de pirâmide  $h_1$ :

$$h_1 = \frac{(1,075 - 0,025)}{4} = 0,2625 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.58}$$

Adota-se  $h_1 = 0,30 \text{ m}$ . Seguido disso, calcula-se a altura da base da sapata  $h_0$ .

$$h_0 = h - h_1 = 0,75 - 0,30 = 0,45 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.59}$$

Calculado as dimensões da sapata, apresenta-se na Figura 94 o detalhamento dos valores achados.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como as dimensões da sapata corrida ficaram maiores do que esperado, tem-se que uma solução mais interessante para a fundação seria uma única sapata embaixo do pilar, mas para fins didáticos, continua-se com o dimensionamento e detalhamento das armaduras.

### Cálculo da armadura principal

Primeiramente calcula-se o  $R_{sd}$  pela equação Eq. 2.56:

$$R_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot (B - b)}{8d} = \frac{756 \times (2,35 - 0,2)}{8 \times 0,7} \quad \text{Eq. 3.60}$$

$$R_{sd} = 290,25 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.61}$$

Segue-se com o cálculo da área de armadura pela equação Eq. 2.57:

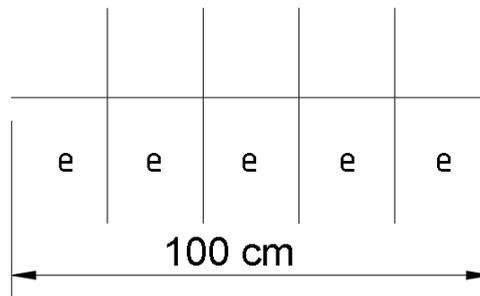
$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{270,9}{\frac{50}{1,15}} = 6,68 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. 3.62}$$

Assim tem-se que a área necessária para aguentar as tensões de tração é de  $6,68 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

### Espaçamento das barras

Tem-se que o número de barras ( $N_b$ ) é igual a  $N_b = \frac{A_s}{A_{s1}\phi}$ . Também sabe-se que o espaçamento para uma unidade linear da sapata é igual a  $e = \frac{100\text{cm}}{N_b} = \frac{100A_{s1}\phi}{A_s}$ ; este espaçamento indica-se na Figura 96.

Figura 94 – Espaçamento longitudinal das barras



Fonte: Elaborado pelo autor.

Utilizando a bitola de 12,5 mm tem-se:

$$e = \frac{1,227 \times 100}{6,68} = 18,4 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.63}$$

Logo tem-se que é necessária uma barra de 12,5 mm cada 18 cm, na direção B.

$$\phi 12 \text{ c/ } 18 \quad \text{Eq. 3.64}$$

As barras de armadura principal devem apresentar espaçamento no máximo igual a  $2h$  ou 20 cm, prevalecendo o menor desses valores, seguindo o item 20.1 da NBR 6118:2014. Assim mantem-se  $e = 18 \text{ cm}$  pois está dentro dos limites apresentados.

### Armaduras de distribuição

A armadura de distribuição na direção L da sapata, segundo a Eq. 2.58, é igual a:

$$A_{s,dist} = \frac{A_{s,princ}}{5} = \frac{6,68}{5} = 1,336 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Eq. 3.65}$$

Utilizando  $\phi 8$  temos que o espaçamento para a armadura de distribuição é igual a:

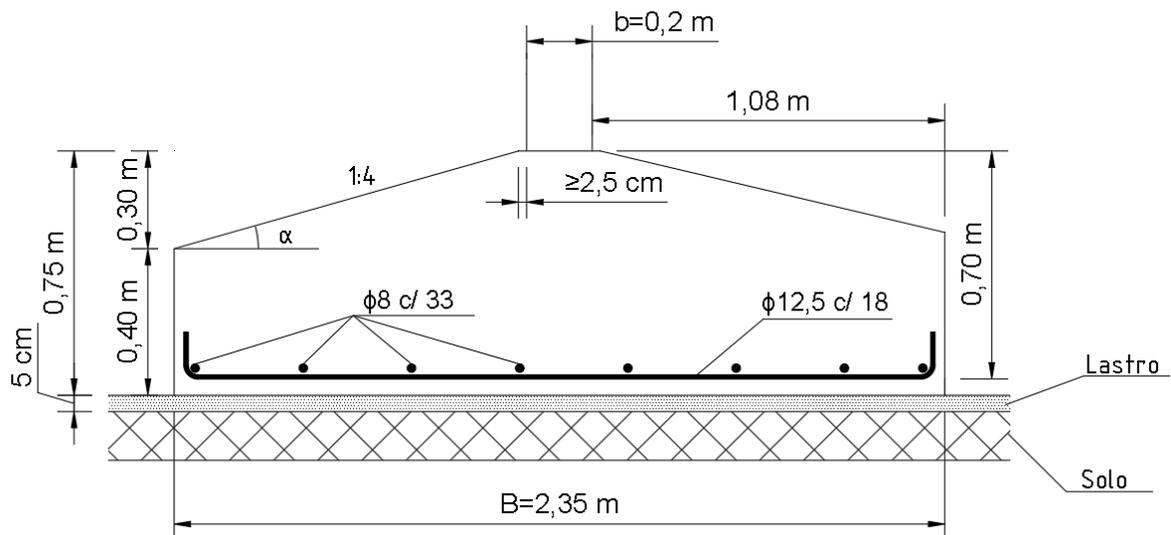
$$e = \frac{50,3}{1,336} = 37,64 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.66}$$

Seguindo o item 20.1 da NBR 6118:2014 temos que para armaduras secundárias o espaçamento máximo é de 33 cm, assim:

$$A_{s,dist} \rightarrow \phi 8 \text{ c/ } 33 \quad \text{Eq. 3.67}$$

Com tudo isso, na Figura 97 apresenta-se o detalhamento das armaduras principais e de distribuição da sapata corrida rígida.

Figura 95 – Detalhamento das armaduras da sapata corrida



Fonte: Elaborado pelo autor.

**Verificação das tensões nas bielas (ruptura por compressão diagonal)**

Verificando a tensão de cisalhamento pela cortante na seção II-II, pela Eq. 2.59:

$$V_{II,d} = \sigma_{solo} \frac{(B-b)}{2} = \frac{N_{sd} (B-b)}{B \cdot 1} \frac{(B-b)}{2} \quad \text{Eq. 3.68}$$

$$V_{II,d} = \frac{756 \times (2,35 - 0,20)}{2,35 \times 1 \times 2} = 345,83 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.69}$$

Logo, calculamos a tensão  $\tau_{sd}$ , pela Eq. 2.60:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{II,d}}{1d} = \frac{345,83}{1 \times 0,70} = 494,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,494 \frac{\text{MPa}}{\text{m}} \quad \text{Eq. 3.70}$$

Agora calculamos a tensão limite para comparar com a tensão anteriormente achada.

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{2520}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,90 \quad \text{Eq. 3.71}$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} = 0,27 \times 0,90 \times \frac{25}{1,4} = 4,34 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.72}$$

$$\tau_{Rd2} > \tau_{sd} \rightarrow \text{ok!}$$

**Verificação a tensão de cisalhamento na superfície C (pilar-sapata)**

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu \cdot d} = \frac{756}{(2 \times (0,2 + 1,0) \times 0,70)} = 450 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,450 \frac{\text{MPa}}{\text{m}} \quad \text{Eq. 3.73}$$

$$\tau_{sd} < \tau_{Rd2} \rightarrow \text{ok!}$$

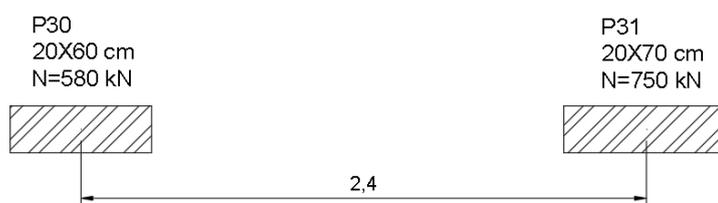
### 3.3 Sapata Associada

#### 3.3.1 Dimensionamento sapata “S30-31”

Os pilares P30 e P31 são pilares próximos um do outro com uma distância entre os seus eixos de 2,40 metros. Além disso, as cargas axiais  $N_{30}$  e  $N_{31}$  são cargas não muito distintas. Portanto, foi decidido utilizar uma sapata associada com base retangular para transmitir a carga dos pilares ao solo.

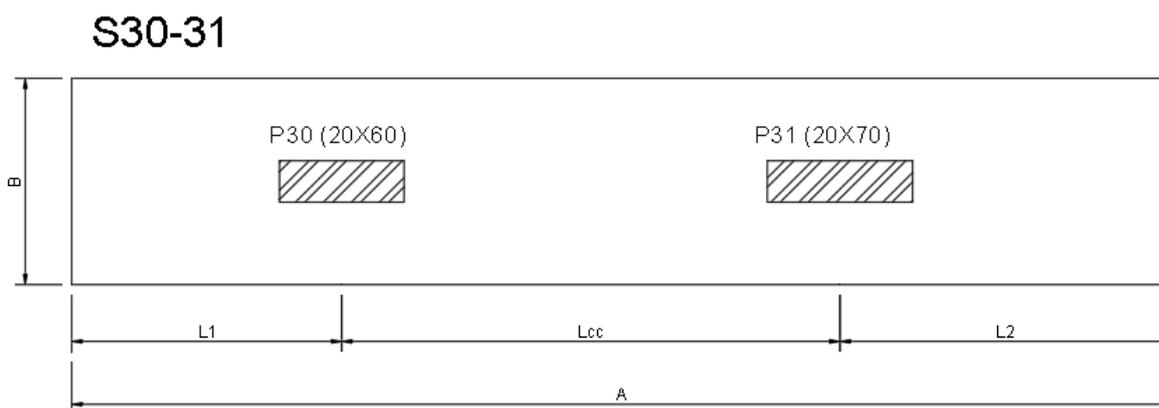
A Figura 96 ilustra os pilares P30 e P31 e a Figura 97 ilustra a planta baixa da sapata S30-31.

Figura 96 – Pilares “P30” e “P31”



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 97 – Sapata “S30-31”



Fonte: Elaborado pelo autor.

Sabe-se pela planta de localização dos pilares que a  $l_{cc} = 2,40$ m.

Será adotado uma largura fixa para sapata  $B = 1,00 \text{ m}$ . Sabe-se também que as cargas axiais dos pilares são distintas. Desse modo, o dimensionamento se enquadra na primeira situação, com cargas axiais distintas e largura previamente fixada.

Para determinar o comprimento  $A$  da sapata associada, deve-se determinar o centro de cargas  $\bar{x}$  no qual atua a reação  $R$ , conforme a equação Eq. 2.31:

$$R = N_{30} + N_{31} = 580 + 750 = 1330 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.74}$$

Calculando o somatório dos momentos em relação ao centro do  $P_{30}$ , com a Eq. 2.32 tem-se:

$$\bar{x} = \frac{N_{31}}{R} \times l_{cc} = \frac{750}{1330} \times 2,40 = 1,35 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.75}$$

Agora, definimos as dimensões  $l_1$ ,  $l_2$  e  $A$ , com as equações Eq. 2.34, 2.35 e 2.36:

$$l_1 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_{31}}{R} \times l_{cc} = \frac{1330}{2 \times 1,0 \times 255} - \frac{750}{1330} \times 2,4 = 1,25 \quad \text{Eq. 3.76}$$

$$l_2 = \frac{R}{2 \times B \times \sigma_{adm}} - \frac{N_{30}}{R} \times l_{cc} = \frac{1330}{2 \times 1,0 \times 255} - \frac{580}{1330} \times 2,4 = 1,56 \quad \text{Eq. 3.77}$$

Será adotado  $l_1 = 1,30 \text{ m}$  e  $l_2 = 1,60 \text{ m}$ . Por tanto, o comprimento  $A$  é:

$$A = l_1 + l_{cc} + l_2 = 1,30 + 2,40 + 1,60 = 5,30 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.78}$$

Com as dimensões da sapata determinadas, calcula-se a tensão efetiva no solo, pela Eq. 2.46.

$$\sigma_{ef,solo} = \frac{580+750}{1,0 \times 5,3} = 250,94 \text{ kPa} \quad \text{Eq. 3.79}$$

Calcula-se a altura da mesma de modo que ela seja rígida. Os balanços da sapata serão  $c_{30} = \left(1,30 - \frac{0,6}{2}\right) = 1,0 \text{ m}$  e  $c_{31} = \left(1,60 - \frac{0,7}{2}\right) = 1,25 \text{ m}$ . Para esse modelo de sapata, a altura é determinada da seguinte maneira:

$$h \geq \frac{2 \times c_M}{3} = \frac{2 \times 1,25}{3} = 0,83 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.80}$$

Adotar-se-á uma altura  $h = 0,85 \text{ m}$ . Considerando uma armadura com diâmetro de 16,0 mm, a altura útil “ $d$ ” será:

$$d = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} = 85 - 4 - 1,6 - \frac{1,6}{2} = 78,6 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.81}$$

Para o dimensionamento à flexão da sapata associada, primeiramente faz-se o cálculo da armadura na direção longitudinal (direção X) analisando a sapata como se fosse uma viga na qual a tensão do solo é decomposta como uma carga distribuída ao longo do comprimento A. As cargas axiais dos pilares também são consideradas cargas distribuídas.

Assim, determina-se a carga distribuída, pela equação Eq. 2.47:

$$\bar{\rho}_A = \sigma_{ef,solo} \times B = 250,94 \times 1,00 = 250,94 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.82}$$

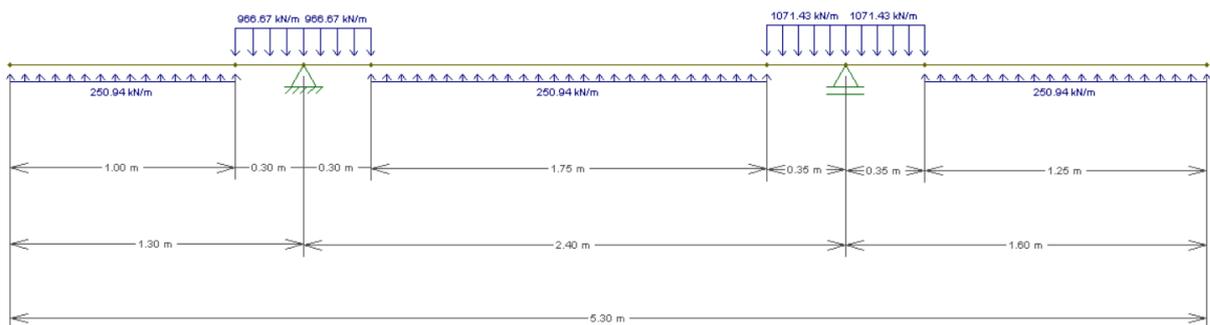
As cargas distribuídas, dadas pela equação Eq. 2.48, dos pilares P30 e P31 são, respectivamente,  $q_{30}$  e  $q_{31}$ .

$$q_{30} = \frac{580}{0,6} = 966,67 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.83}$$

$$q_{31} = \frac{750}{0,7} = 1071,43 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.84}$$

O diagrama de corpo livre da sapata é representado na Figura 98.

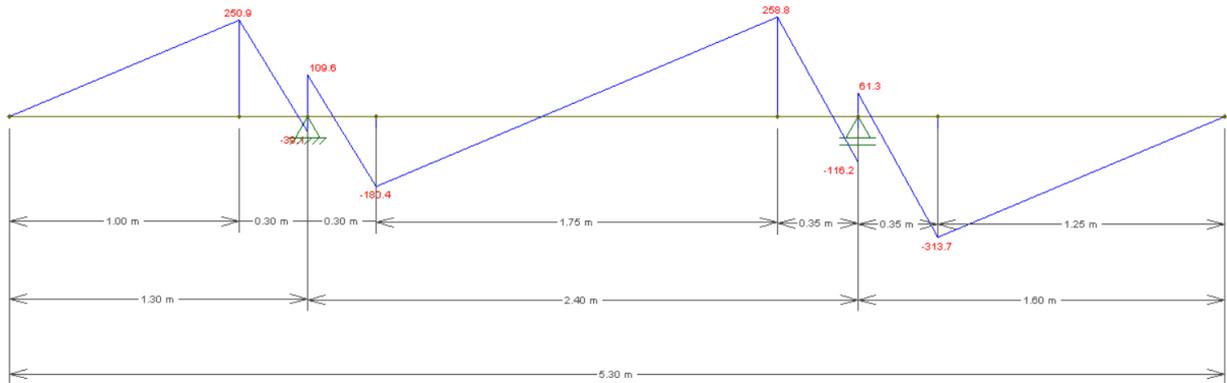
Figura 98 – Diagrama de corpo livre da sapata associada



Fonte: Elaborado pelo autor.

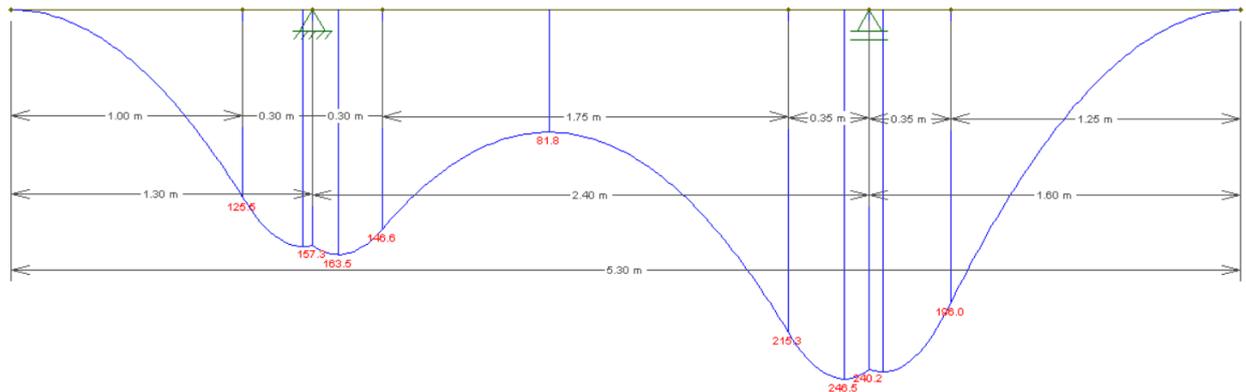
Calculamos os esforços cortantes e os momentos fletores em cada seção da sapata, obtém-se os diagramas ilustrados nas figuras Figura 99 e Figura 100.

Figura 99 – Diagrama de esforços cortantes



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 100 – Diagrama de momentos fletores



Fonte: Elaborado pelo autor.

O maior momento fletor solicitante é 246,5 kN.m. Sendo assim, será dimensionado uma armadura positiva para resistir ao momento solicitante e uma armadura negativa mínima construtiva.

$$M_{xd} = 1,4 \times 246,5 = 345,1 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 3.85}$$

$$M_{d,min} = 0,8 \times W_o \times f_{ctk,sup} = 0,8 \times \frac{1,0 \times 0,85^2}{6} \times \left(1,3 \times 0,3 \times 25^{\frac{2}{3}}\right) \times 10^3 \quad \text{Eq. 3.86}$$

$$M_{d,min} = 321,22 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 3.87}$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 100 \times 80 = 12 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.88}$$

Sendo assim, a menor armadura na direção X que atenderá com segurança o dimensionamento será aquela para o momento fletor solicitante. Para determinar a área de

armadura, primeiramente acha-se os coeficientes  $K_c$  e  $K_s$  que ajudam a calcular a armadura para flexão simples. Estes coeficientes podem ser encontrados no Anexo F. Assim tem-se:

$$K_c = \frac{b \times d^2}{M_d} = \frac{100 \times 78,6^2}{34510} = 17,90 \quad \text{Eq. 3.89}$$

Assim, com a tabela no Anexo F tem-se:

$$K_s = 0,0234 \quad \text{Eq. 3.90}$$

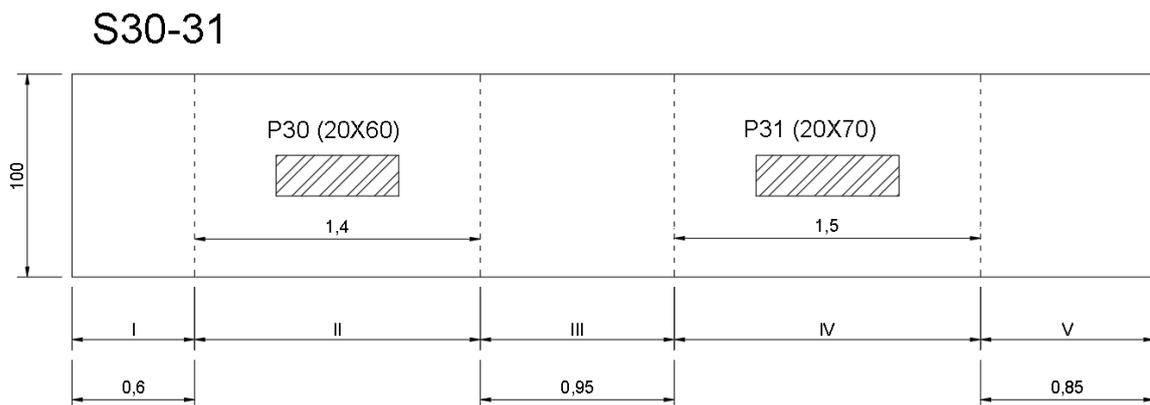
Procede-se ao calcula da armadura na direção X:

$$A_s = K_s \frac{M_d}{d} = 0,0234 \frac{345,1}{78,6} = 102,7 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.91}$$

Assim, serão adaptadas 13 barras de 32 mm cada 8 cm dispostos longitudinalmente na sapata associada.

Para o cálculo da armadura transversal, determina-se uma viga fictícia sob cada pilar com largura  $d/2$  além das faces do pilar.

Figura 101 – Vigas fictícias sob cada pilar da sapata associada



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a região II da sapata, será dimensionado como viga sob uma carga distribuída dada pela equação Eq. 2.48:

$$q_{P30} = \frac{N_{30}}{B} = \frac{580}{1,00} = 580 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.92}$$

E o momento solicitante, dada pela equação Eq. 2.49:

$$M_{s,30} = q_{P30} \times \frac{(B-b_{p30})^2}{8} = 580 \times \frac{(1,0-0,20)^2}{8} = 46,4 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 3.93}$$

$$A_{s,I} = \frac{\gamma_f \times M_{sd,30}}{f_{yd} \times 0,85 \times d} = \frac{1,4 \times 46,4}{\frac{50}{1,15} \times 0,85 \times 0,786} = 2,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.94}$$

$$\frac{A_{s,I}}{m} = \frac{2,24}{0,60} = 3,73 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. 3.95}$$

De forma análoga, para a região IV da sapata, tem-se:

$$q_{P31} = \frac{N_{31}}{B} = \frac{750}{1,00} = 750 \text{ kN/m} \quad \text{Eq. 3.96}$$

E o momento solicitante:

$$M_{s,31} = q_{P31} \times \frac{(B-b_{p31})^2}{8} = 750 \times \frac{(1,0-0,20)^2}{8} = 60 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 3.97}$$

$$A_s = \frac{\gamma_f \times M_{sd,30}}{f_{yd} \times 0,85 \times d} = \frac{1,4 \times 60}{\frac{50}{1,15} \times 0,85 \times 0,786} = 2,90 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.98}$$

$$\frac{A_{s,IV}}{m} = \frac{2,90}{0,60} = 4,83 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. 3.99}$$

As armaduras mínimas para as regiões II e IV são:

$$A_{s,min,II} = \rho_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 140 \times 80 = 16,8 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.100}$$

$$\frac{A_{s,min,II}}{m} = \frac{16,8}{0,6} = 28 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. 3.101}$$

$$A_{s,min,IV} = \rho_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 150 \times 80 = 18 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.102}$$

$$\frac{A_{s,min,IV}}{m} = \frac{18}{0,7} = 25,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Eq. 3.103}$$

Para as regiões I, III e V será dimensionada uma armadura mínima, conforme a Eq.

2.51:

$$A_{s,min,I} = \rho_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 100 \times 80 = 12 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.104}$$

$$\frac{A_{s,min,I}}{m} = \frac{12}{0,6} = 20 \text{ cm}^2/m \quad \text{Eq. 3.105}$$

$$A_{s,min,III} = \rho_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 175 \times 80 = 21 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.106}$$

$$\frac{A_{s,min,II}}{m} = \frac{21}{0,95} = 22 \text{ cm}^2/m \quad \text{Eq. 3.107}$$

$$A_{s,min,V} = \rho_{min} \times B \times h = 0,0015 \times 125 \times 80 = 15 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.108}$$

$$\frac{A_{s,min,V}}{m} = \frac{15}{0,85} = 17 \text{ cm}^2/m \quad \text{Eq. 3.109}$$

Tem-se que as áreas de armaduras mínima das regiões II e IV são maiores que as áreas das armaduras calculadas ( $A_s < A_{s,min}$ ); assim adota-se a área de armadura mínima como a área necessária para suportar as tensões de tração da sapata. Com o fim de maior facilidade na execução da armadura da sapata, pega-se o maior valor de armadura mínima calculada (no caso a da região II) e adota-se ela para toda a armadura transversal da sapata.

Assim tem-se que:

$$A_{s,transversal} = \frac{A_{s,min,II}}{m} = 28 \text{ cm}^2/m \quad \text{Eq. 3.110}$$

$$e_{transversal} = \frac{100A_{s1\phi20}}{A_s} = \frac{314,2}{28} = 12 \text{ cm} \rightarrow \phi20 \text{ c/ } 12 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.111}$$

Adota-se barras de 20 mm cada 12 cm em toda a direção transversal.

## 4 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE COROAMENTO

Nesse capítulo será apresentada uma planta de carga e locação de pilares real, no qual já contém as dimensões dos pilares, assim também a quantidade de estacas necessárias para transmitir as cargas para o solo. Desta planta, serão escolhidos quatro pilares para aplicar os métodos de dimensionamento de blocos de coroamento com base na teoria expostas no capítulo 2. Será apresentado o dimensionamento para os casos de blocos sobre uma, duas, três e quatros estacas.

O objetivo é exemplificar de forma prática o processo de decisão de variáveis e dimensionamento das armaduras necessárias para suportar os esforços nos quais um bloco de coroamento pode estar solicitado.

No Anexo D apresenta-se a planta de locação dos pilares referente aos blocos de coroamento e no Anexo E a planta de locação dos blocos de coroamento das estacas. Partindo do princípio que, para esta edificação, foi escolhida a execução de fundação profunda por estacas.

Com base na locação dos pilares, será feito o dimensionamento dos blocos de coroamento correspondente aos pilares P24, P17, P30 e P13.

Para a realização dos cálculos, adota-se os seguintes valores com relação ao tipo de concreto e tipo de aço a ser utilizado:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- CA-50

### 4.1 Bloco sobre uma estaca

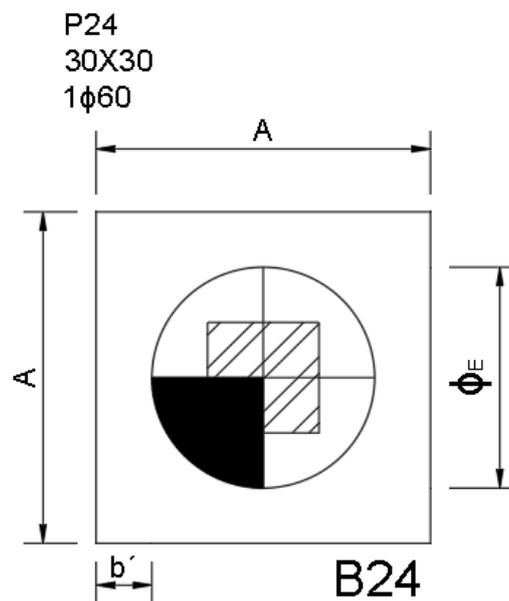
#### 4.1.1 Dimensionamento do bloco “B24”

O bloco de coroamento B24 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P24 para a estaca e da estaca posteriormente para o solo. O pilar P24 com dimensões 30x30 cm e uma carga axial máxima de  $65,9 \text{ tf} = 659 \text{ kN}$ .

Para suportar a carga do P24 foi determinado uma estaca com diâmetro de 60 cm.

A Figura 102 ilustra o pilar P24 e o bloco B24.

Figura 102 – Pilar “P24” e bloco “B24”



Fonte: Elaborado pelo autor.

### Dimensões do bloco

Para dimensionamento do lado  $A$  do bloco de coroamento tem-se que  $A = \phi_e + 2 \times b'$ . O afastamento da estaca à face do bloco será adotado o valor de  $b' = 15 \text{ cm}$  como visto nos capítulos anteriores. Com isso, tem-se que o lado  $A$  da sapata é igual a:

$$A = \phi_e + 2 \times b' = 0,6 + 2 \times 0,15 = 0,9 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.112}$$

Assim as dimensões do bloco adotadas serão de  $A = 0,9 \text{ m}$ .

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura útil “ $d$ ” do bloco. Para esta altura útil, tem-se que é recomendado 1,2 vezes o diâmetro da estaca ( $1,2\phi_e$ ) sobre a qual estará o bloco, sempre que esta altura seja maior à altura mínima para ancorar a armadura de arranque do pilar. Assim tem-se que altura é:

$$d = 1,2 \times \phi_e = 1,2 \times 0,60 = 0,72 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.113}$$

Adotando múltiplos de 5 cm, temos que altura útil é igual a  $d = 0,75 \text{ m}$ .

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, pela equação Eq. 2.63, considerada com diâmetro de 1,25 cm, para verificar se a altura útil adotada é suficiente.

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3} = 0,15 \times 30^{2/3} = 1,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.114}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,45 = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.115}$$

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,25 \frac{500}{1,15}}{4 \cdot 3,26} = 41,68 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.116}$$

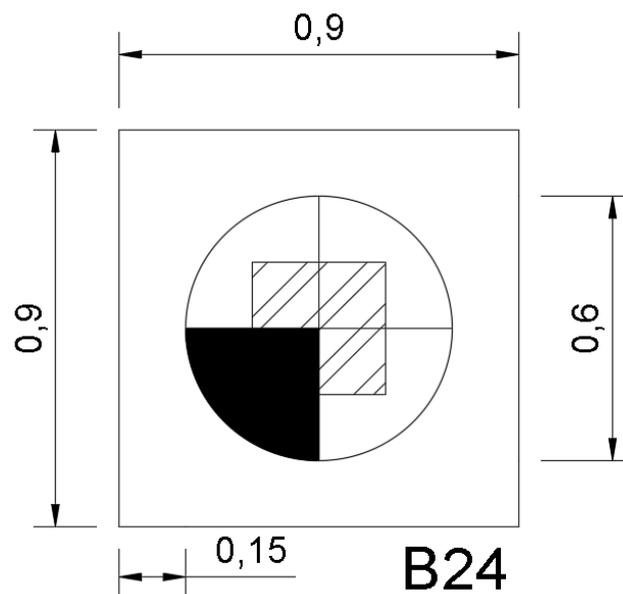
Como “d” é maior que  $\ell_b$ , não há necessidade de alterar a altura útil achada. Deve-se considerar para altura  $h$  do bloco a linha neutra da armadura principal que será colocada sobre os blocos e também o embutimento da estaca de 10cm, por tanto tem-se:

$$h = d + 10 + \frac{\phi_p}{2} = 75 + 10 + \frac{1,25}{2} = 86 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.117}$$

Adota-se a altura do bloco como  $h = 0,90 \text{ m}$ .

Na Figura 103 apresenta-se o bloco com as dimensões finais.

Figura 103 – Dimensões finais bloco “B24”



Fonte: Elaborado pelo autor.

### Verificação de não esmagamento das bielas

Deve-se fazer a verificação das bielas comprimidas de concreto. A verificação deve ser feita na área da biela junto ao pilar e junto à estaca. Nos dois casos, a tensão de compressão calculada deve ser menor do que a tensão de compressão de cálculo limite.

Para a área de contato bloco-pilar tem-se:

$$\frac{N_{sk}}{A_{c,p} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.118}$$

$$\frac{1,4 \times 659}{(0,3 \times 0,3) \times \text{sen}^2(71^\circ)} \leq 0,85 \times 30 \quad \text{Eq. 3.119}$$

$$2,87 \text{ MPa} \leq 25,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.120}$$

Para a área de contato bloco-estacas tem-se:

$$\frac{N_{sk}}{A_{c,e} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.121}$$

$$\frac{1,4 \times 659}{\left(\frac{\pi \times 0,70^2}{4}\right) \times \text{sen}^2(71^\circ)} \leq 0,85 \times 30 \quad \text{Eq. 3.122}$$

$$3,65 \text{ MPa} \leq 25,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.123}$$

Tem-se que tanto a área de contato bloco-pilar como a área de contato bloco-estacas estão seguras; pois as tensões achadas são menores que a tensão limite.

### Área de armadura principal e armaduras complementares

Para bloco sobre uma estaca, segundo a equação Eq. 2.77, tem-se:

$$R_{sd} = \frac{1}{4} \times N_{sd} \times \frac{A-b_p}{d} = \frac{1}{4} \times (1,4 \times 659) \times \frac{0,9-0,3}{0,75} \quad \text{Eq. 3.124}$$

$$R_{sd} = 184,52 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.125}$$

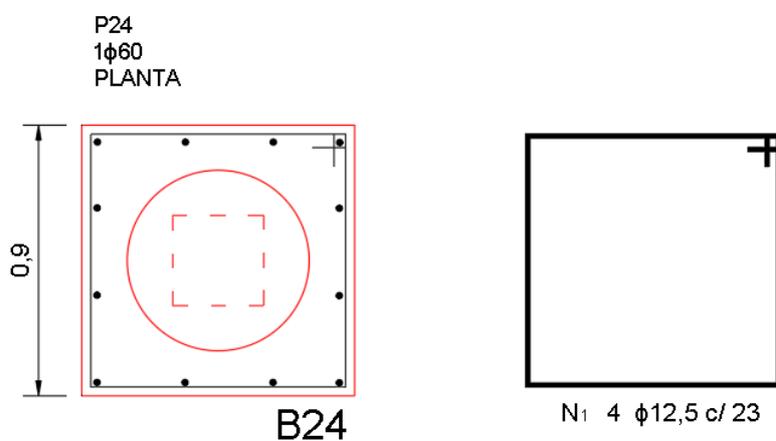
Assim, calcula-se a área de armadura principal:

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{184,52}{\frac{50}{1,15}} = 4,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.126}$$

Serão adotado 4 barras de 12,5 mm cada 23 cm, para os estribos horizontais e 4 barras de 12,5 mm cada 26 cm para os estribos verticais.

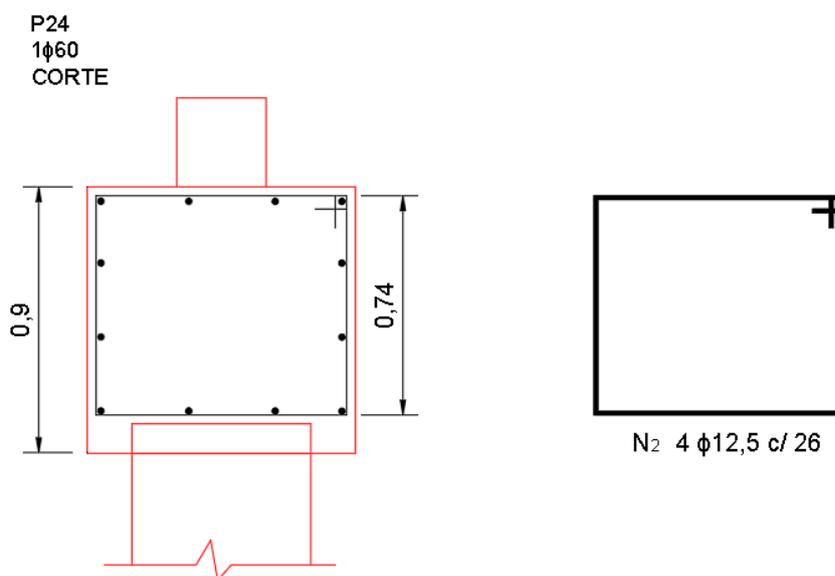
Nas Figura 104 e Figura 105 ilustram o detalhamento do bloco B24, em planta e em corte, respectivamente.

Figura 104 –Detalhamento bloco “B24” (Planta)



Fonte. Elaborado pelo autor.

Figura 105 – Detalhamento bloco “B24” (Corte)



Fonte: Elaborado pelo autor.

## 4.2 Bloco sobre duas estacas

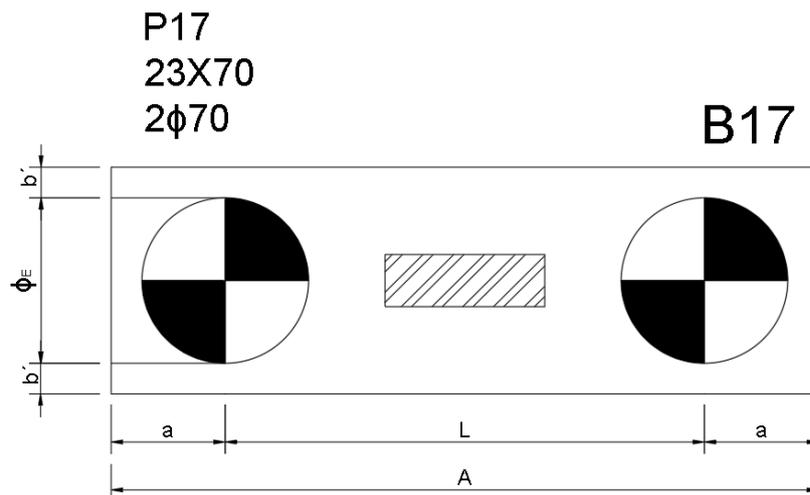
### 4.2.1 Dimensionamento do bloco “B17”

O bloco de coroamento B17 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P17 para as estacas e estas, posteriormente, para o solo. O pilar P17 com dimensões 23x70 cm e uma carga axial máxima de 281,9 tf = 2819 kN.

Para suportar a carga do P17 foram determinadas duas estacas com diâmetro de 70 cm cada.

A Figura 1060 ilustra o pilar P17 e o bloco B17.

Figura 106 – Pilar “P17” e bloco “B17”



Fonte: Elaborado pelo autor.

#### Dimensões do bloco

A distância entre os eixos das estacas será adotada igual a três vezes o seu diâmetro, ou seja,  $\ell = 3 \times \phi_e = 3 \times 70 = 210 \text{ cm}$ , pois tem-se estacas concretadas in loco. O afastamento da estaca à face do bloco será adotado o valor de  $b' = 15 \text{ cm}$  como visto nos capítulos anteriores.

Por tanto as dimensões do bloco serão:

$$A = \ell + \phi_e + 2 \times b' = 2,10 + 0,70 + 2 \times 0,15 = 3,1 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.127}$$

$$B = \phi_e + 2 \times b' = 0,70 + 2 \times 0,15 = 1,0 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.128}$$

Assim as dimensões do bloco adotadas serão de  $A = 3,10 \text{ m}$  e  $B = 1,00 \text{ m}$ .

Determinadas as dimensões em planta, calcula-se a altura útil “d” da sapata de modo que o ângulo de inclinação da biela atenda ao intervalo de  $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ . Assim, os valores máximos e mínimos de “d” são:

$$0,5 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.129}$$

$$0,5 \left( 2,10 - \frac{0,70}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \left( 2,10 - \frac{0,70}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.130}$$

$$0,875 \text{ m} \leq d \leq 1,123 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.131}$$

Será adotado altura útil  $d = 0,90 \text{ m}$ .

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, pela equação Eq. 2.63, considerada com diâmetro de 1,25 cm, para verificar se a altura útil adotada é suficiente.

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3} = 0,15 \times 30^{2/3} = 1,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.132}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,45 = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.133}$$

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,25 \frac{500}{1,15}}{4 \cdot 3,26} = 41,68 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.134}$$

Como “d” é maior que  $\ell_b$ , não há necessidade de alterar a altura útil achada. Deve-se considerar para altura  $h$  do bloco a linha neutra da armadura principal que será colocada sobre os blocos e também o embutimento da estaca de 10cm, por tanto tem-se:

$$h = d + 10 + \frac{\phi_p}{2} = 90 + 10 + \frac{1,25}{2} = 100 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.135}$$

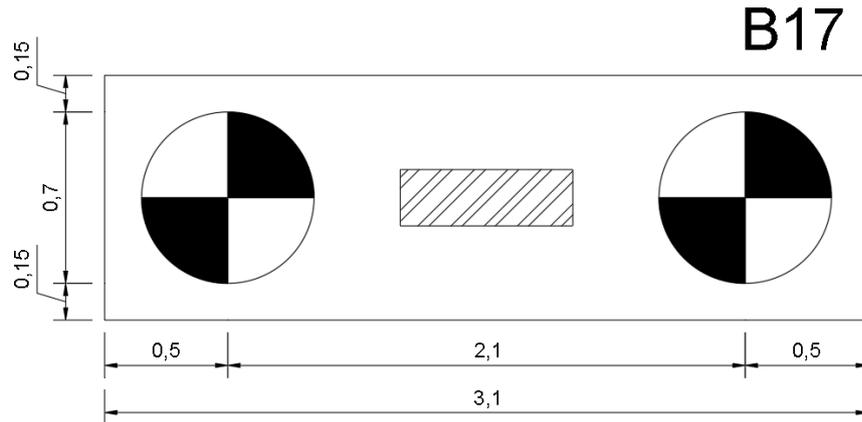
Além disso, tem que se verificar o ângulo da inclinação das bielas de compressão do concreto, pela Eq. 2.78. Para bloco sobre 2 estacas tem-se:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{90}{\left(\frac{210}{2} - \frac{70}{4}\right)} = 45,80^\circ \quad \text{Eq. 3.136}$$

O ângulo está dentro do intervalo recomendado.

Na Figura 107 apresenta-se o bloco com as dimensões finais.

Figura 107 – Dimensões do bloco “B17”



Fonte: Elaborado pelo autor.

### Verificação de não esmagamento das bielas

Deve-se fazer a verificação das bielas comprimidas de concreto. A verificação deve ser feita na área da biela junto ao pilar e junto à estaca. Nos dois casos, a tensão de compressão calculada deve ser menor do que a tensão de compressão de cálculo limite.

Para a área de contato bloco-pilar tem-se:

$$\frac{N_{sk}}{A_{c,p} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.137}$$

$$\frac{1,4 \times 1450}{(0,70 \times 0,23) \times \text{sen}^2(45,8^\circ)} \leq 0,85 \times 30 \quad \text{Eq. 3.138}$$

$$24,5 \text{ MPa} \leq 25,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.139}$$

Para a área de contato bloco-estacas tem-se:

$$\frac{N_{sk}}{2A_{c,e} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 0,85 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.140}$$

$$\frac{1,4 \times 1450}{2 \times \left(\frac{\pi \times 0,70^2}{4}\right) \times \text{sen}^2(45,8^\circ)} \leq 0,85 \times 30 \quad \text{Eq. 3.141}$$

$$5,13 \text{ MPa} \leq 25,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.142}$$

Tem-se que tanto a área de contato bloco-pilar como a área de contato bloco-estacas estão seguras; pois as tensões achadas são menores que a tensão limite.

### Área de armadura principal e armaduras complementares

Para bloco sobre duas estacas, segundo equação Eq. 2.79, tem-se:

$$R_{sd} = 1,15 \frac{N_{sd}}{4d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) = 1,15 \times \frac{2030}{4 \times 0,9} \times \left( 2,10 - \frac{0,70}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.143}$$

$$R_{sd} = 1134,83 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.144}$$

Assim, calcula-se a área de armadura principal, pela Eq. 2.89:

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{1134,83}{\frac{50}{1,15}} = 26,10 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.145}$$

Serão adotadas 9 barras de 20 mm cada 7 cm. Dispostas longitudinalmente sobre as estacas.

Segundo a NBR 6118:2014, deve ser prevista uma armadura de malha positiva que deve resistir 20% dos esforços totais, uma armadura superior e uma armadura lateral (pele).

A área da armadura de malha será:

$$A_{s,malha} = \frac{26,10}{5} = 5,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.146}$$

Serão adotadas 11 barras de 8 mm cada 13 cm dispostas perpendicular à armadura principal de flexão entre as estacas.

A armadura superior é dada por:

$$A_{s,superior} = \frac{26,10}{5} = 5,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.147}$$

Serão adotadas 5 barras de 8 mm espaçadas 20 cm, dispostas na direção das duas estacas.

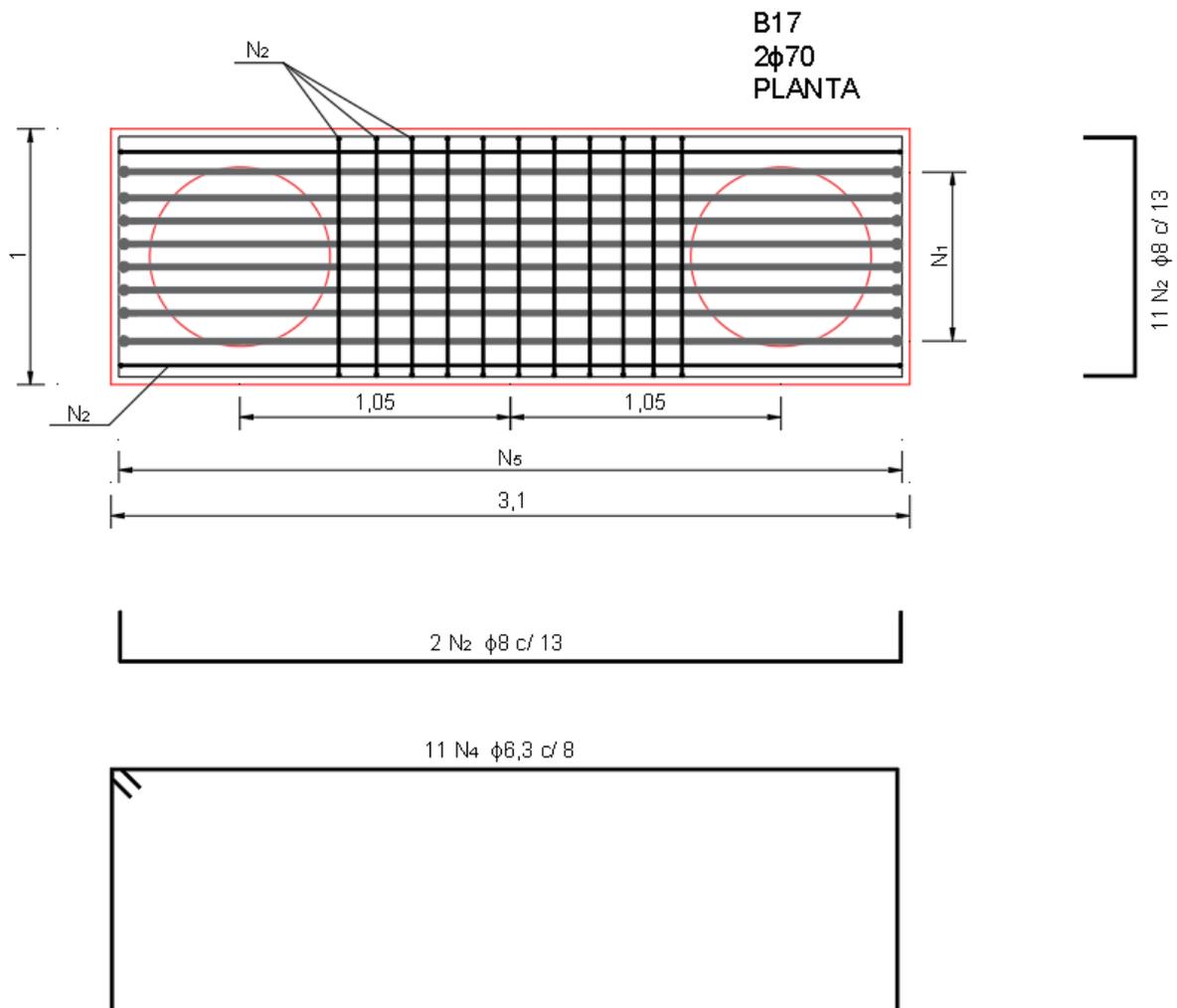
E armadura de pele é calculada como:

$$A_{s,pele} = \frac{26,10}{8} = 3,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.148}$$

Serão adotadas 11 barras de 6,3 mm em todas as faces do bloco, espaçadas a cada 8 cm, dispostas em estribos horizontais.

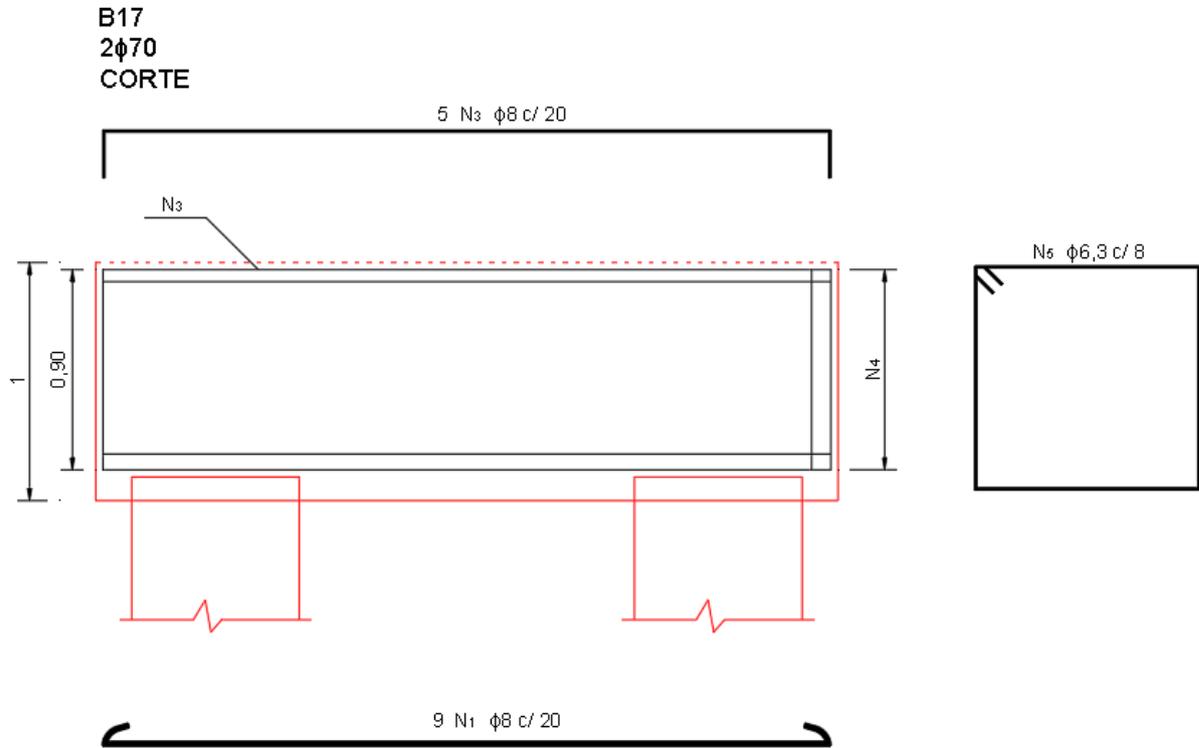
Nas Figura 108 e Figura 109 ilustram o detalhamento do bloco B17, em planta e em corte, respectivamente.

Figura 108 – Detalhamento bloco “B17” (Planta)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 109 – Detalhamento bloco “B17” (Corte)



Fonte: Elaborado pelo autor.

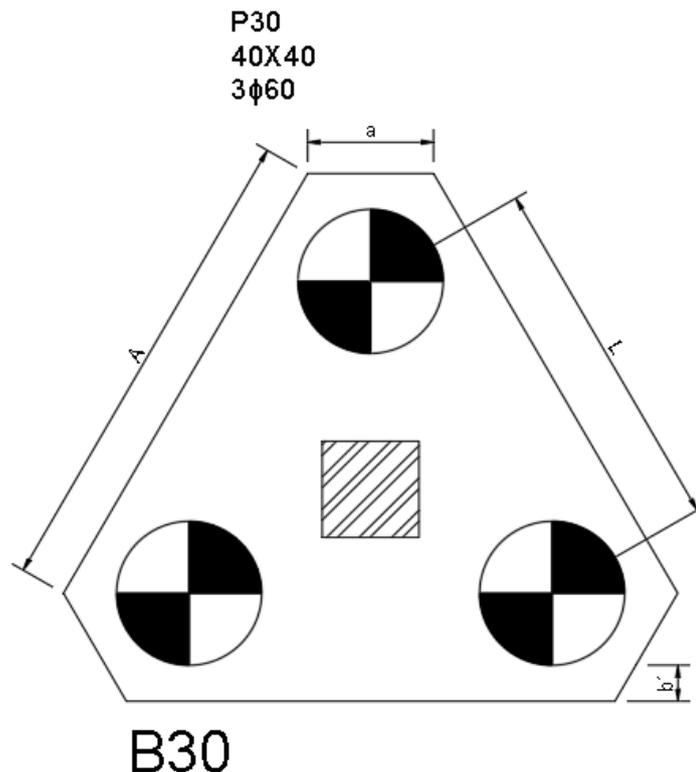
### 4.3 Bloco sobre 3 estacas

#### 4.3.1 Dimensionamento bloco “B30”

O bloco de coroamento B30 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P30 para as estacas e estas, posteriormente, para o solo. O pilar P30 tem dimensões 40x40 cm e uma carga axial máxima de  $180 \text{ tf} = 1800 \text{ kN}$ .

Para suportar a carga aplicada no pilar P30 foram determinadas três estacas com diâmetro de 60 cm cada. A Figura 110 ilustra o P30 junto ao bloco B30.

Figura 110 – Pilar “P30” e bloco “B30”



Fonte: Elaborado pelo autor.

#### Dimensões do bloco

A distância entre os eixos das estacas pode variar entre 2,5 e 3 vezes o diâmetro da estaca, neste caso será adotada igual a 2,5 vezes o seu diâmetro, ou seja,  $\ell = 2,5 \times \phi_e =$

$2,5 \times 60 = 150 \text{ cm}$ . O afastamento da estaca à face do bloco será adotado o valor de  $b' = 15 \text{ cm}$  como visto nos capítulos anteriores.

Por tanto, as dimensões do bloco serão:

$$A = \frac{2}{\sqrt{3}} \times a = \frac{2}{\sqrt{3}} \left( \frac{\phi_e}{2} + b' \right) = \frac{2}{\sqrt{3}} \left( \frac{0,60}{2} + 0,15 \right) = 0,52 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.149}$$

$$B = \ell + A = 1,50 + 0,52 = 2,02 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.150}$$

Adotando múltiplos de 5 cm nas dimensões do bloco temos que  $A = 0,55 \text{ m}$  e  $B = 2,05 \text{ m}$ .

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura útil “d” da sapata de modo que o ângulo de inclinação da biela atenda ao intervalo de  $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ . Assim calculamos os valores de máximo e mínimo de “d”, para bloco sobre 3 estacas:

$$0,58 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.151}$$

$$0,58 \left( 1,5 - \frac{0,40}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \left( 1,50 - \frac{0,40}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.152}$$

$$0,754 \text{ m} \leq d \leq 1,073 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.153}$$

Será adotada altura útil  $d = 0,80 \text{ m}$ .

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, pela equação Eq. 2.63, considerada com diâmetro de 1,25 cm, para verificar se a altura útil adotada é suficiente.

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3} = 0,15 \times 30^{2/3} = 1,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.154}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,45 = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.155}$$

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,25 \cdot \frac{500}{1,15}}{4 \cdot 3,26} = 41,68 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.156}$$

Como “d” é maior que  $\ell_b$ , não há necessidade de alterar a altura útil achada. Deve-se considerar para altura  $h$  do bloco a linha neutra da armadura principal que será colocada sobre os blocos e também o embutimento da estaca de 10cm, portanto tem-se:

$$h = d + 10 + \frac{\phi_p}{2} = 80 + 10 + \frac{1,25}{2} = 90 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.157}$$

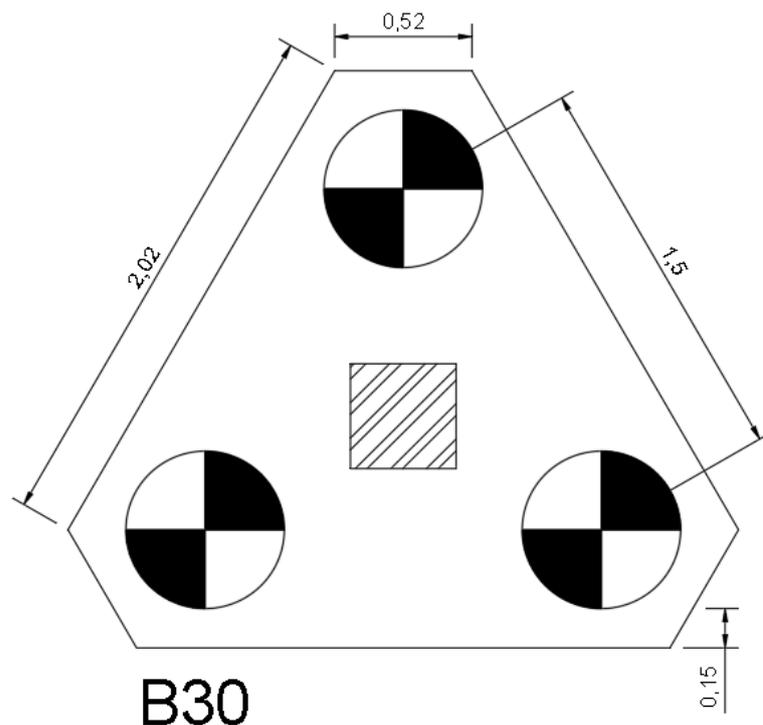
Além disso, tem que se verificar o ângulo da inclinação das bielas de compressão do concreto, pela equação Eq. 2.81. Para bloco sobre 3 estacas tem-se:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{80}{\left(\frac{150 \times \sqrt{3}}{3} - 0,3 \times 40\right)} = 47^\circ \quad \text{Eq. 3.158}$$

O ângulo está dentro do intervalo recomendado.

A Figura 111 apresenta o bloco com as dimensões finais.

Figura 111 – Dimensões finais bloco “B30”



Fonte: Elaborado pelo autor.

### Verificação de não esmagamento das bielas

Deve-se fazer a verificação das bielas comprimidas de concreto. A verificação deve ser feita na área da biela junto ao pilar e junto à estaca. Nos dois casos, a tensão de compressão calculada deve ser menor do que a tensão de compressão de cálculo limite.

Para a área de contato bloco-pilar tem-se:

$$\frac{N_{sk}}{A_{c,p} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,06 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.159}$$

$$\frac{1,4 \times 1800}{(0,40 \times 0,40) \times \text{sen}^2(47^\circ)} \leq 1,06 \times 30 \quad \text{Eq. 3.160}$$

$$29,5 \text{ MPa} \leq 31,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.161}$$

Para a área de contato bloco-estacas temos:

$$\frac{N_{sk}}{3A_{c,e} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,06 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.162}$$

$$\frac{1,4 \times 1800}{3 \times \left(\frac{\pi \times 0,60^2}{4}\right) \times \text{sen}^2(47^\circ)} \leq 1,06 \times 30 \quad \text{Eq. 3.163}$$

$$5,6 \text{ MPa} \leq 31,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.164}$$

Tem-se que tanto a área de contato bloco-pilar como a área de contato bloco-estacas estão seguras; pois as tensões achadas são menores que a tensão limite.

### Área de armadura principal e armaduras complementares

A armadura de tração principal, será dimensionada paralela aos lados do bloco, com uma malha positiva.

$$R_{sd,lados} = \frac{N_{sd}}{9d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) = \frac{2520}{9 \times 0,8} \times \left( 1,50 - \frac{0,40}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.165}$$

$$R_{sd} = 455 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.166}$$

Assim, calcula-se a área de armadura principal, pela Eq. 2.89:

$$A_{s,lados} = \frac{R_{sd,lados}}{f_{yd}} = \frac{455}{\frac{50}{1,15}} = 10,465 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.167}$$

Serão adotadas 4 barras de 20 mm cada 17 cm. Dispostas longitudinalmente sobre as estacas e paralelas aos lados do bloco.

Segundo a NBR 6118:2014, deve ser prevista uma armadura de malha positiva que deve resistir a 20% dos esforços totais, uma armadura superior e uma armadura lateral (pele).

A área da armadura de malha será:

$$A_{s,malha} = \frac{(3 \times 10,465)}{5} = 6,279 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.168}$$

Serão adotadas 13 barras de 8 mm dispostas em malha positiva perpendicular nas duas direções.

A armadura superior é dada por:

$$A_{s,superior} = \frac{(3 \times 10,465)}{5} = 6,279 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.169}$$

Serão adotadas 13 barras de 8 mm dispostas em malha negativa perpendicular em cada direção.

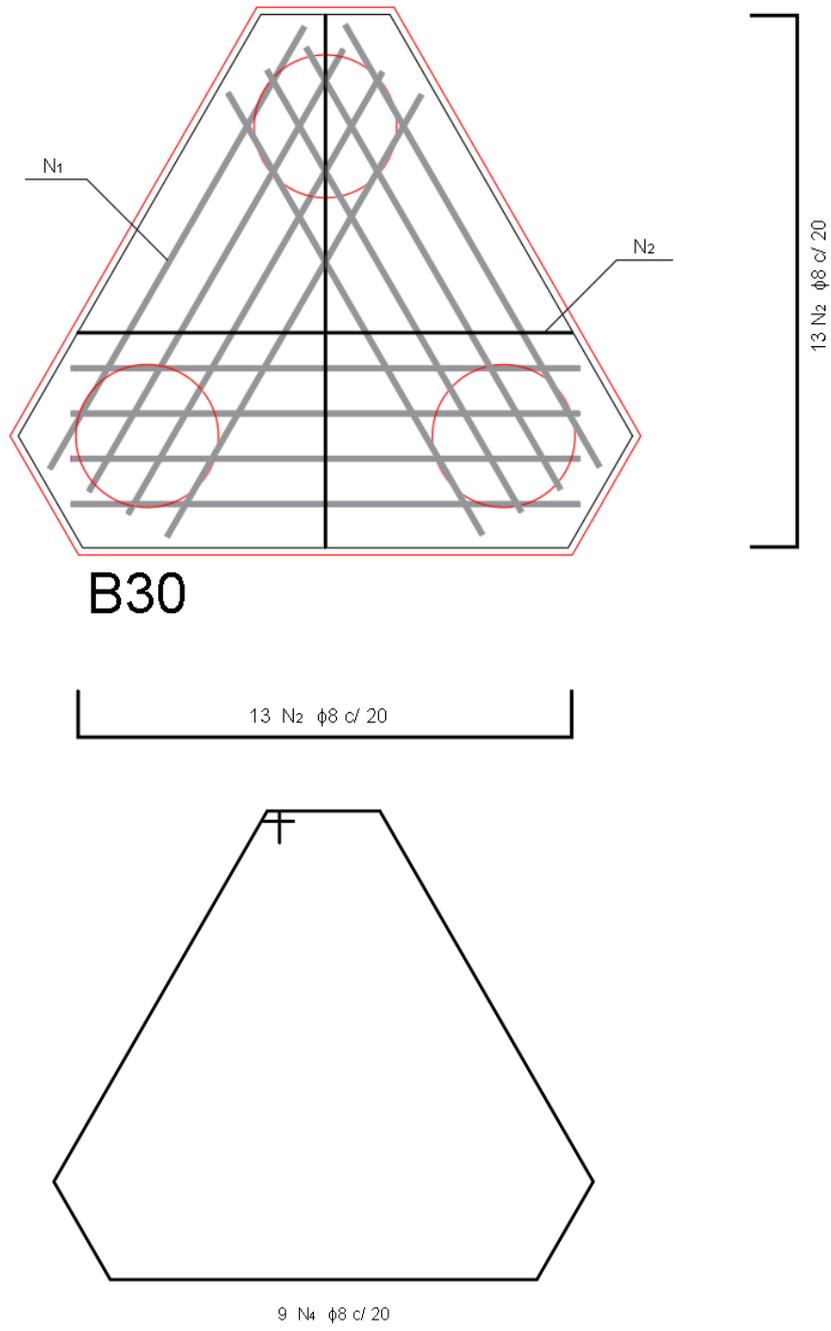
E armadura de pele é calculada como:

$$A_{s,pele} = \frac{(3 \times 10,465)}{8} = 3,924 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.170}$$

Serão adotadas 8 barras de 8 mm em todas as faces do bloco, espaçadas a cada 10 cm, dispostas em estribos horizontais.

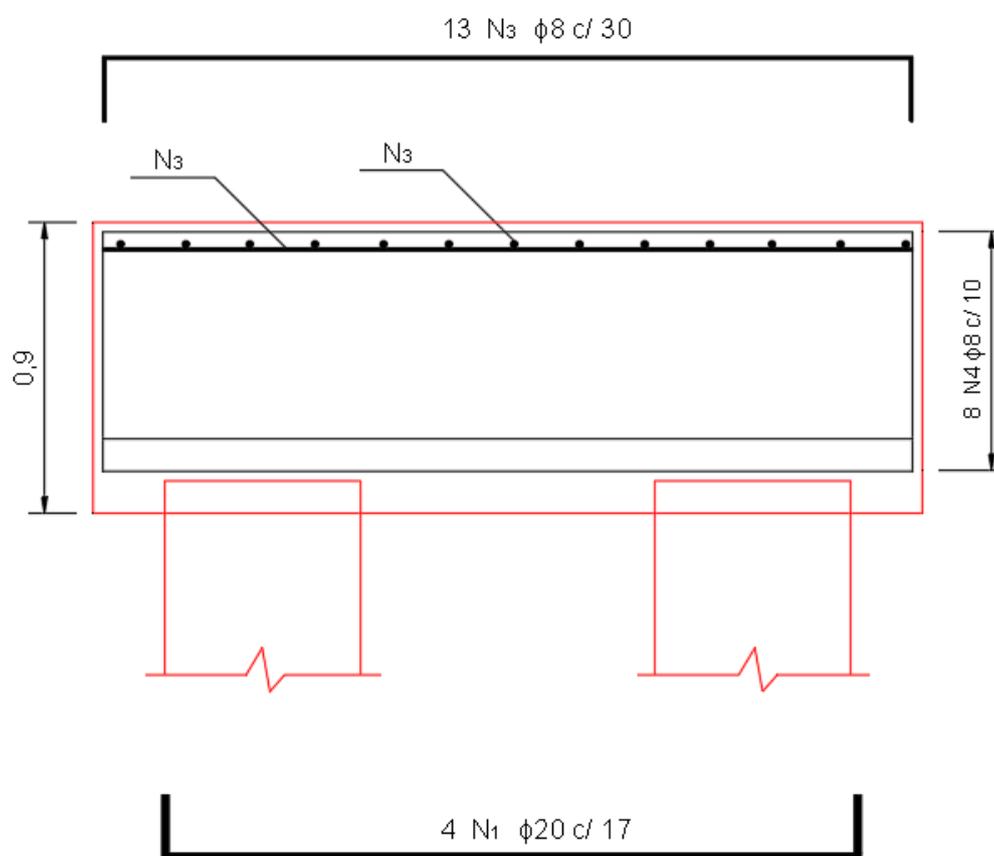
Nas Figura 112 e Figura 113 ilustram o detalhamento do bloco B30, em planta e em corte, respectivamente.

Figura 112 – Detalhamento bloco “B30” (Planta)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 113 – Detalhamento bloco “B30” (Corte)



Fonte: Elaborado pelo autor.

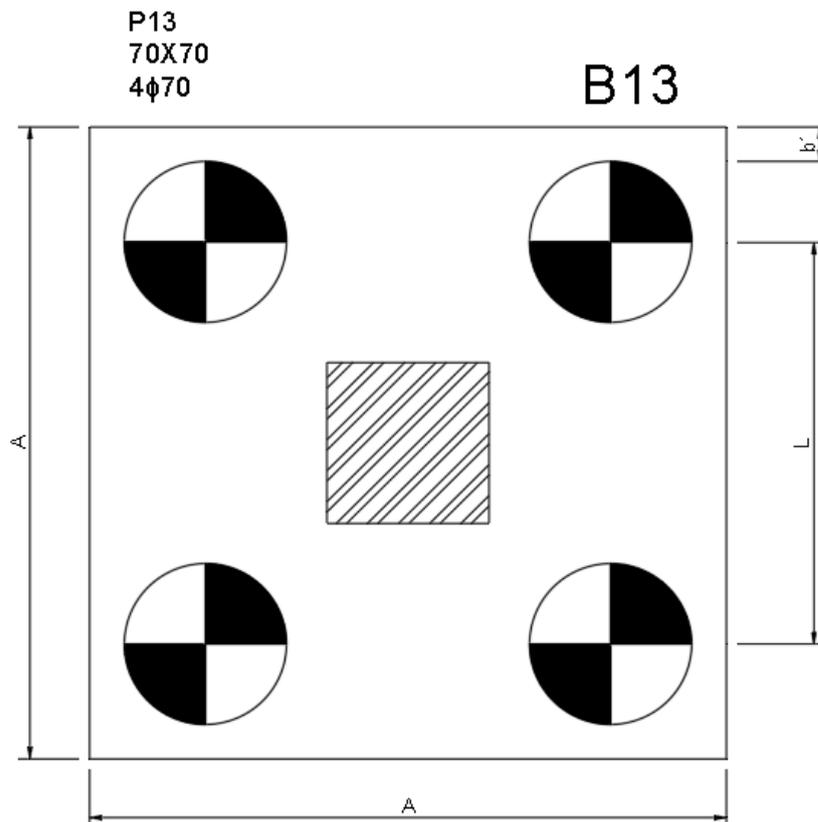
#### 4.4 Bloco sobre 4 estacas

##### 4.4.1 Dimensionamento bloco “B13”

O bloco de coroamento B13 será dimensionado para transmitir os esforços do pilar P13 para as estacas e estas, posteriormente, para o solo. O pilar P13 tem dimensões 70x70 cm e uma carga axial máxima de  $260 \text{ tf} = 2600 \text{ kN}$ .

Para suportar a carga aplicada no pilar P13 foram determinadas quatro estacas com diâmetro de 70 cm cada. A Figura 114 ilustra o P13 junto ao bloco B13.

Figura 114 – Pilar “P13” e bloco “B13”



Fonte: Elaborado pelo autor.

##### Dimensões do bloco

A distância entre os eixos das estacas pode variar entre 2,5 e 3 vezes o diâmetro da estaca, neste caso será adota igual a 2,5 vezes o seu diâmetro, ou seja,  $l = 2,5 \times \phi_e = 2,5 \times 70 = 175 \text{ cm}$ . O afastamento da estaca à face do bloco será adotado o valor de  $b' = 15 \text{ cm}$  como visto nos capítulos anteriores.

Por tanto, as dimensões do bloco serão:

$$A = \ell + \phi_e + 2 \times b' = 1,75 + 0,70 + 2 \times 0,15 = 2,75 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.171}$$

Assim, adotamos  $A = 2,75 \text{ m}$  para ambos lados da sapata.

Determinado as dimensões em planta, calcula-se a altura útil “d” da sapata de modo que o ângulo de inclinação da biela atenda ao intervalo de  $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ . Assim calcula-se os valores de máximo e mínimo de “d”, para bloco sobre 4 estacas:

$$0,71 \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \leq d \leq \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.172}$$

$$0,71 \left( 1,75 - \frac{0,70}{2} \right) \leq d \leq \left( 1,75 - \frac{0,70}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.173}$$

$$0,994 \text{ m} \leq d \leq 1,4 \text{ m} \quad \text{Eq. 3.174}$$

Será adotada altura útil  $d = 1,05 \text{ m}$ .

Deve-se então calcular o comprimento de ancoragem da armadura do pilar, pela equação Eq. 2.63, considerada com diâmetro de 1,25 cm, para verificar se a altura útil adotada é suficiente.

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3} = 0,15 \times 30^{2/3} = 1,45 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.175}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,45 = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 3.176}$$

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,25 \cdot \frac{500}{1,15}}{4 \cdot 3,26} = 41,68 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.177}$$

Como “d” é maior que  $\ell_b$ , não há necessidade de alterar a altura útil achada. Deve-se considerar para altura  $h$  do bloco a linha neutra da armadura principal que será colocada sobre os blocos e também o embutimento da estaca de 10cm, por tanto tem-se:

$$h = d + 10 + \frac{\phi_p}{2} = 105 + 10 + \frac{1,25}{2} = 115 \text{ cm} \quad \text{Eq. 3.178}$$

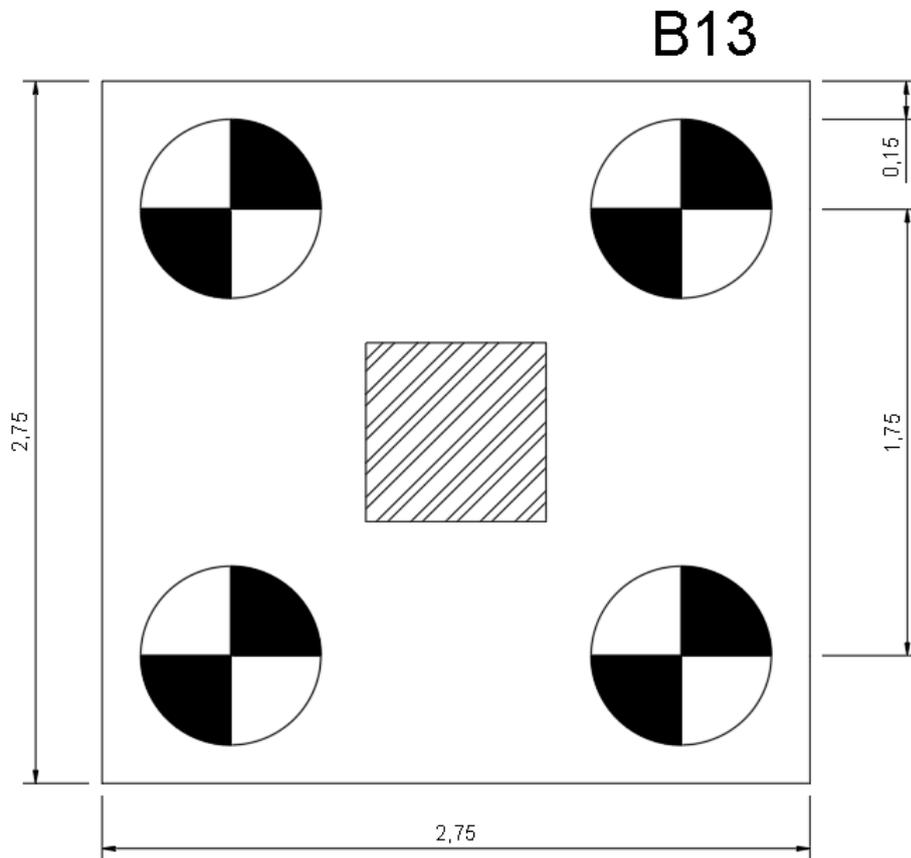
Além disso, tem que se verificar o ângulo da inclinação das bielas de compressão do concreto, pela equação Eq. 2.84. Para bloco sobre 4 estacas tem-se:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{115}{\left( \frac{175 \times \sqrt{2}}{2} - \frac{70 \times \sqrt{2}}{4} \right)} = 49,3^\circ \quad \text{Eq. 3.179}$$

O ângulo está dentro do intervalo recomendado.

A Figura 115 apresenta o bloco com as dimensões finais.

Figura 115 – Dimensões finais bloco “B13”



Fonte: Elaborado pelo autor.

### **Verificação de não esmagamento das bielas**

Deve-se fazer a verificação das bielas comprimidas de concreto. A verificação deve ser feita na área da biela junto ao pilar e junto à estaca. Nos dois casos, a tensão de compressão calculada deve ser menor do que a tensão de compressão de cálculo limite.

Para a área de contato bloco-pilar tem-se:

$$\frac{N_{sk}}{A_{c,p} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,28 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.180}$$

$$\frac{1,4 \times 2600}{(0,7 \times 0,7) \times \text{sen}^2(49,3^\circ)} \leq 1,28 \times 30 \quad \text{Eq. 3.181}$$

$$12,9 \text{ MPa} \leq 38,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.182}$$

Para a área de contato bloco-estacas tem-se:

$$\frac{N_{sk}}{4A_{c,e} \times \text{sen}^2 \theta} \leq 1,28 f_{ck} \quad \text{Eq. 3.183}$$

$$\frac{1,4 \times 2600}{4 \times \left(\frac{\pi \times 0,70^2}{4}\right) \times \text{sen}^2(49,3^\circ)} \leq 1,28 \times 30 \quad \text{Eq. 3.184}$$

$$4,12 \text{ MPa} \leq 38,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!} \quad \text{Eq. 3.185}$$

Tem-se que tanto a área de contato bloco-pilar como a área de contato bloco-estacas estão seguras; pois as tensões achadas são menores que a tensão limite.

### Área de armadura principal e armaduras complementares

A armadura de tração principal, será dimensionada paralela aos lados do bloco, com uma malha positiva.

$$R_{sd,lados} = \frac{N_{sd}}{8d} \left( \ell - \frac{b_p}{2} \right) = \frac{3640}{8 \times 1,05} \times \left( 1,75 - \frac{0,70}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.186}$$

$$R_{sd} = 606,67 \text{ kN} \quad \text{Eq. 3.187}$$

Assim, calcula-se a área de armadura principal, pela Eq. 2.89:

$$A_{s,lados} = \frac{R_{sd,lados}}{f_{yd}} = \frac{606,67}{\frac{50}{1,15}} = 13,95 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.188}$$

Serão adotadas 5 barras de 20 mm cada 15 cm. Dispostas longitudinalmente sobre as estacas e paralelas aos lados do bloco.

Segundo a NBR 6118:2014, deve ser prevista uma armadura de malha positiva que deve resistir a 20% dos esforços totais, uma armadura superior e uma armadura lateral (pele).

A área da armadura de malha será:

$$A_{s,malha} = \frac{(4 \times 13,95)}{5} = 11,16 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.189}$$

Será adotado 9 barras de 12,5 mm dispostas em malha positiva perpendicular, em cada direção.

A armadura superior é dada por:

$$A_{s,superior} = \frac{(4 \times 13,95)}{5} = 11,16 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.190}$$

Serão adotadas 9 barras de 12,5 mm dispostas em malha negativa perpendicular em cada direção.

E armadura de pele é calculada como:

$$A_{s,pele} = \frac{(4 \times 13,95)}{8} = 6,975 \text{ cm}^2 \quad \text{Eq. 3.191}$$

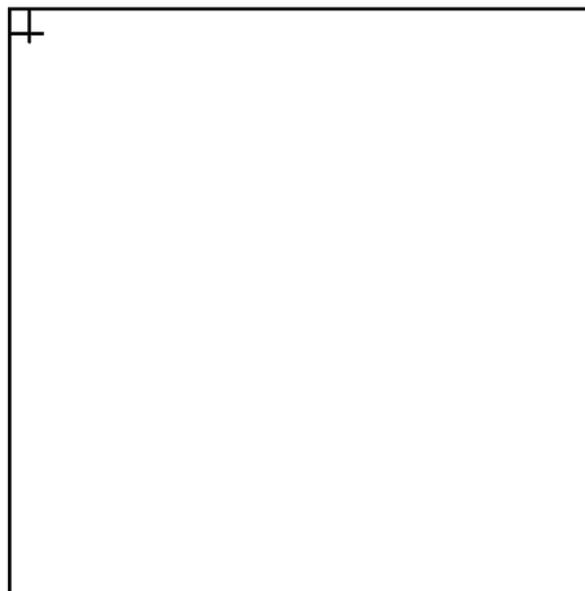
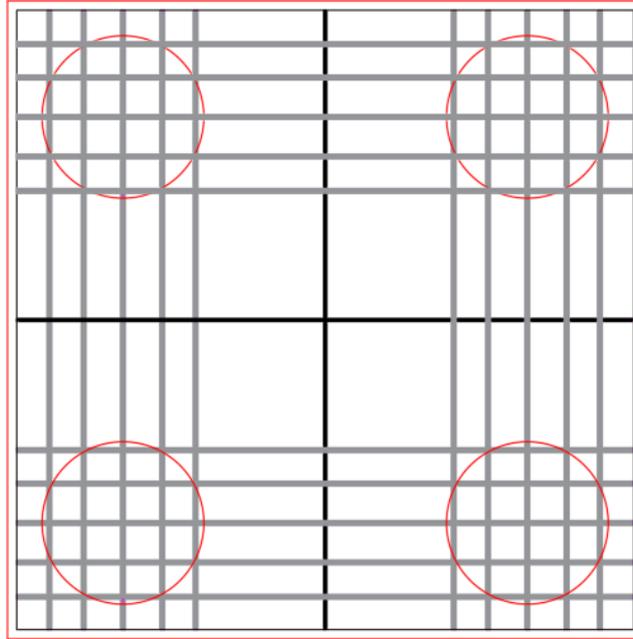
Serão adotadas 14 barras de 8 mm em todas as faces do bloco, espaçadas a cada 7 cm, dispostas em estribos horizontais.

Nas Figura 116 e Figura 117 ilustram o detalhamento do bloco B13, em planta e em corte, respectivamente.

Figura 116 – Detalhamento bloco “B13” (Planta)

B13  
4φ70  
PLANTA

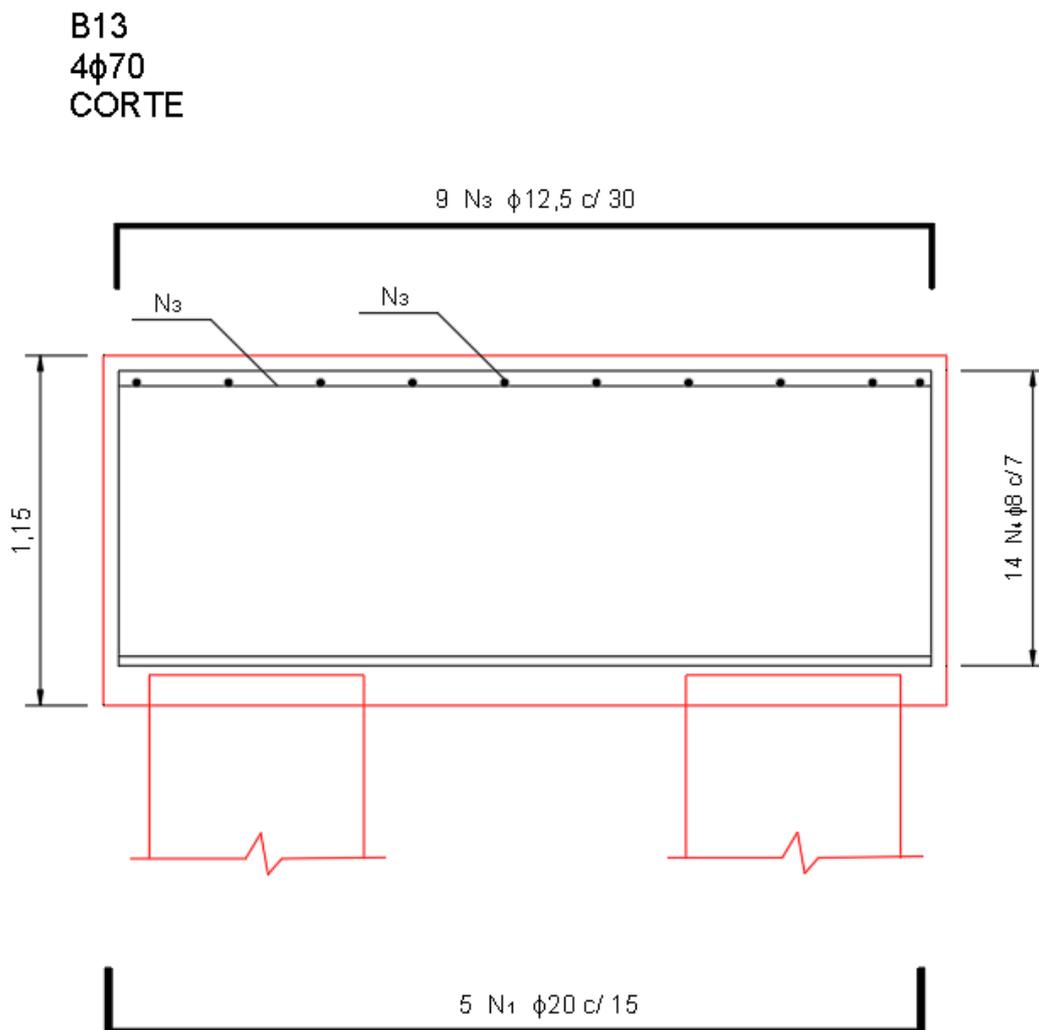
B13



14 N4 φ8 c/7

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 117 – Detalhamento bloco “b13” (corte)



Fonte: elaborado pelo autor.

## 5 CONCLUSÃO

No trabalho desenvolvido foram abordadas as definições, os aspectos técnicos e de projeto que denotam a importância e a complexidade do dimensionamento dos elementos de fundação em concreto.

Durante o desenvolvimento do trabalho, foram mencionados distintos autores que contribuíram ao melhor estudo da engenharia de fundação. Com isso, consegue-se a realização de um conteúdo teórico importante relacionado ao tema, onde constatasse uma ampla bibliografia existente para realização de projetos de fundação. Além disso, com o avanço do trabalho se encontra diferentes recomendações de autores que são baseadas nos anos de experiência no campo, recomendações que as normas brasileiras nas versões mais atuais ainda não contemplam no seu conteúdo.

Durante a análise das figuras ilustrativas dos tipos de fundações e das formulas correspondentes, foi possível uma melhor compreensão dos passos associados a realização de um projeto de fundação, o que acarretou a uma aplicação mais precisa do roteiro de dimensionamento dos elementos de fundação.

Assim, com o acompanhamento deste trabalho será de grande importância tanto para alunos de graduação como assim também para profissionais interessadas em aprimorar seu conhecimento e tato na área de Engenharia de Fundações.

Ao final, deu-se por cumprido o objetivo de estudar, dimensionar e detalhar estruturas de fundações rasas e de blocos de coroamento.

### 5.1 Sugestão para trabalhos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros na área de Engenharia de fundações, a fim de complementar este trabalho, destaca-se:

- Considerar mais características do solo no dimensionamento das fundações, aprofundando os estudos em Geotecnia.
- Desenvolver o dimensionamento de outros tipos de fundações, como poderiam ser o Radier e também as fundações combinadas (ou mistas).

## REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de fundação**. Bauru, 2016. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto III da Faculdade de Engenharia da UNESP.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de fundação**. Bauru, 2017. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto III da Faculdade de Engenharia da UNESP.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

CAMPOS, Joao Carlos de. **Elementos de Fundações em Concreto**. Sao Paulo: Oficina de Textos, 2015.

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

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

DA SILVA, Edja Laurindo. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. 1998. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

DÓRIA, Luis Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

FALCONI, Frederico F. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.

GERTSENCHTEIN, M. **Cálculo de blocos de estacas com cargas centradas**. Lins: Escola de Engenharia de Lins, 1972.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. **Construções de Concreto**: volume 2: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. Tradução de João Luís Escosteguy Merino.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. **Construções de Concreto**: volume 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. Tradução de João Luís Escosteguy Merino.

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios: concreto armado**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1971.

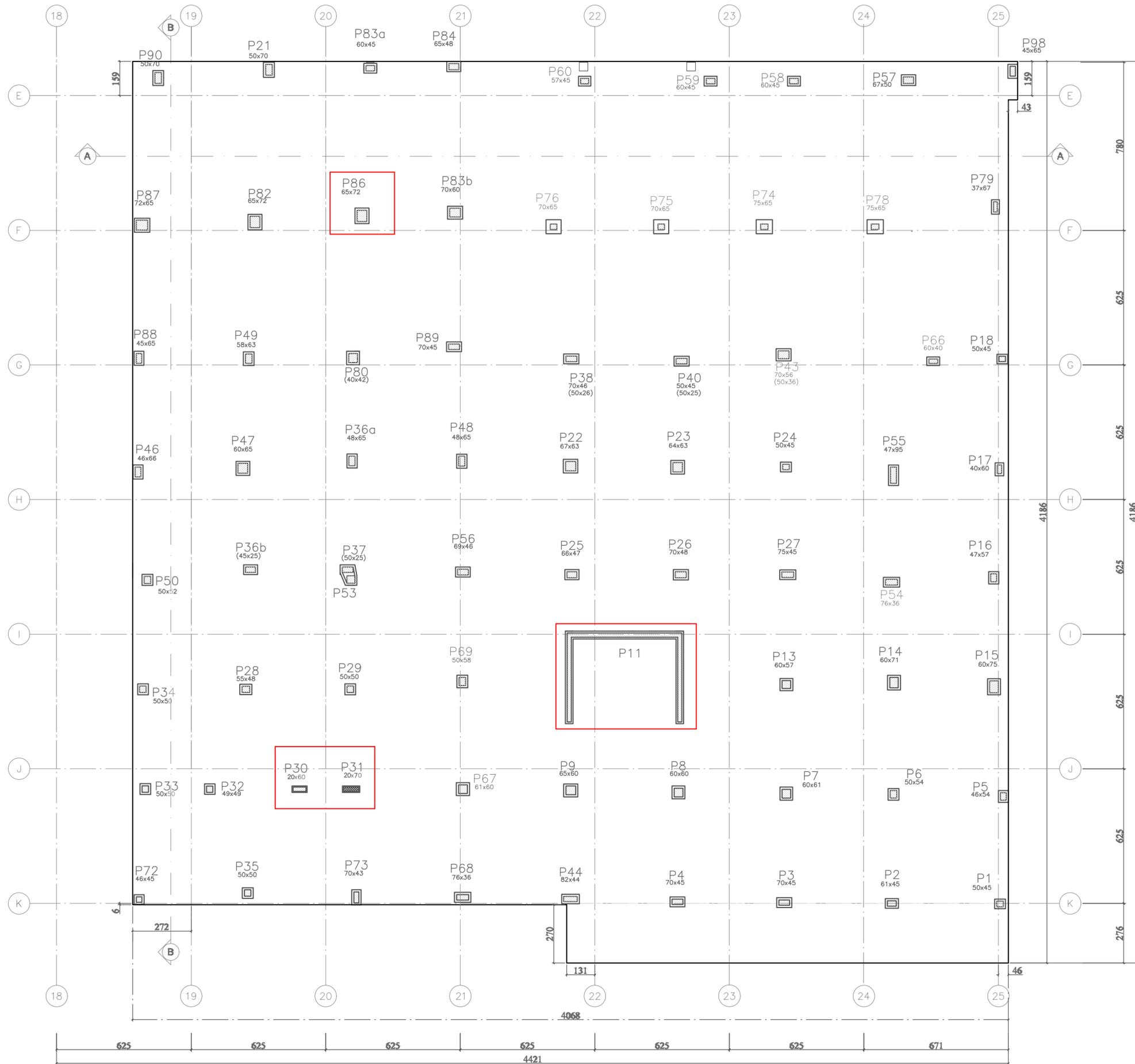
MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón armado**. 7. ed. Barcelona: Gustavo Gili, 1973. Tomo I e II, 705 p.

PIANCASTELLI, Élvio Mosci. **Alertas sobre tensões de contato de fundações superficiais e programa de cálculo de tensões de contato**. [s.l.], [s.d.]. Notas de Aula da Escola de Engenharia da UFMG.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações**: guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 3. ed. São Paulo: Ziguarte, 2011.

SPERNAU, Wilson. **Estruturas de fundações**. Florianópolis, s.d. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Fundações da Universidade Federal de Santa Catarina.

**ANEXO A – Planta de carga e locação dos pilares (Sapatas)**



Nome	Pilar	Carga Máx. (kN)
P1		436
P2		1022
P3		943
P4		962
P5		1025
P6		2752
P7		2416
P8		2487
P9		2500
P11		540 (kNm)
P13		2309
P14		2623
P15		1025
P16		971
P17		718
P18		736
P21		915
P22		1884
P23		1744
P24		1901
P25		1737
P26		1829
P27		1907
P28		2257
P29		2188
P30		580
P31		750
P32		1715
P33		850
P34		868
P35		1144
P38		1955
P40		1663
P43		1628
P44		955
P46		575

Nome	Pilar	Carga Máx. (kN)
P47		1894
P48		1822
P49		2119
P50		954
P54		1819
P55		1927
P56		1789
P57		1071
P58		848
P59		905
P60		1003
P66		1863
P67		2653
P68		1033
P69		2429
P72		411
P73		981
P74		2543
P75		2332
P76		2678
P78		2575
P79		938
P80		1597
P82		2560
P83a		843
P83b		2291
P84		847
P86		1989
P87		916
P88		574
P89		1816
P90		337
P98		346
P36		2393
P36a		1698
P37		1728

**OBSERVAÇÕES GERAIS**  
 1) AS COTAS E DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETROS;

**LEGENDA:**  
 Pilares Existentes

PROJETO DE FUNDAÇÕES  
 TCC RODRIGO SALINAS

PROJETO ESTRUTURAL  
 Locação dos pilares

INSTITUIÇÃO	UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA	MATRICULA	15150741	FRANCHA	01
DATA	FEVEREIRO DE 2020				

1) Locação dos pilares  
 Sem Escala

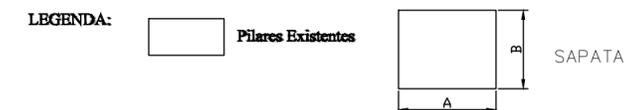
**ANEXO B – Planta de locação das sapatas**



Sapata	Dimensões da sapata (metros)	
	Lado B	Lado A
S1	1,40	1,35
S2	2,18	2,02
S3	2,15	1,90
S4	2,17	1,92
S5	2,14	2,06
S6	3,47	3,43
S7	3,22	3,23
S8	3,28	3,28
S9	3,31	3,26
S11		
S13	3,17	3,14
S14	3,42	3,31
S15	2,18	2,03
S16	2,10	2,00
S17	1,86	1,66
S18	1,81	1,76
S21	2,09	1,89
S22	2,87	2,84
S23	2,75	2,74
S24	2,89	2,84
S25	2,83	2,64
S26	2,92	2,70
S27	3,02	2,72
S28	3,16	3,09
S29	3,07	3,07
S30-31	5,40	1,00
S32	2,72	2,72
S33	1,67	1,67
S34	1,94	1,94
S35	2,22	2,22
S38	3,03	2,79
S40	2,70	2,65
S43	2,88	2,74
S44	2,23	1,85
S46	1,48	1,68

Sapata	Dimensões da sapata (metros)	
	Lado B	Lado A
S47	2,83	2,88
S48	2,89	2,72
S49	3,00	3,05
S50	2,02	2,04
S54	3,01	2,61
S55	3,13	2,65
S56	2,90	2,67
S57	2,24	2,07
S58	1,99	1,84
S59	2,05	1,90
S60	2,14	2,02
S66	2,95	2,75
S67	3,39	3,38
S68	2,32	1,92
S69	3,28	3,20
S72	1,43	1,24
S73	2,20	1,93
S74	3,36	3,26
S75	3,21	3,14
S76	3,42	3,37
S78	3,38	3,28
S79	2,17	1,87
S80	2,61	2,63
S82	3,37	3,28
S83a	1,98	1,83
S83b	3,19	3,09
S84	2,00	1,83
S86	2,95	2,88
S87	2,01	1,96
S88	1,68	1,48
S89	2,93	2,68
S90	1,31	1,11
S98	1,33	1,13
S36	3,31	3,11
S36a	2,79	2,62
S37	2,86	2,61

**OBSERVAÇÕES GERAIS**  
 1) AS COTAS E DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETROS;



PROJETO DE FUNDAÇÕES  
 TCC RODRIGO SALINAS

PROJETO ESTRUTURAL  
 Locação das sapatas

INSTITUIÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA	MATRICULA 15150741	PRANCHA 02
DATA FEVEREIRO DE 2020		

2) Locação das sapatas  
 Sem Escala

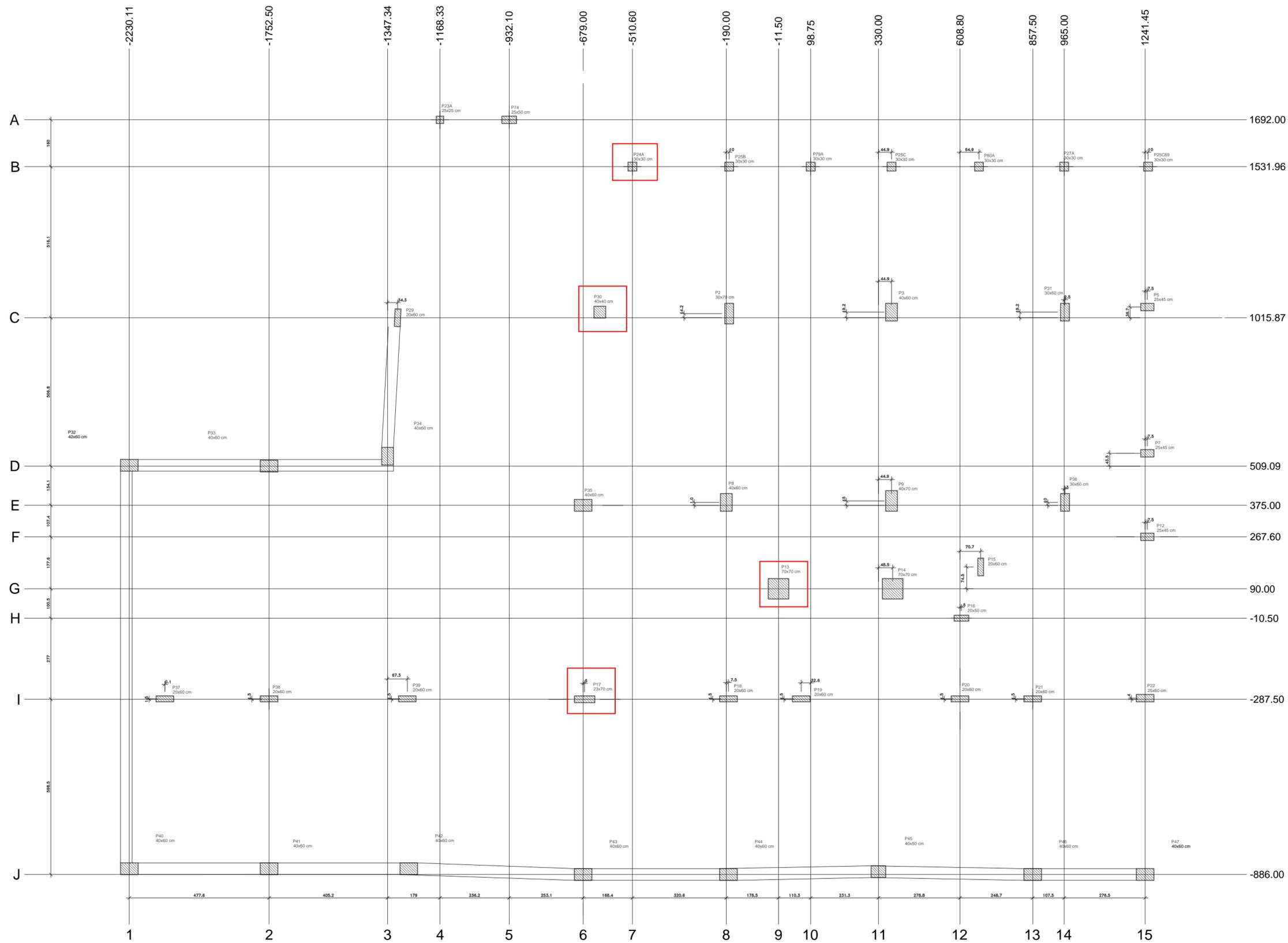
**ANEXO C – Planilha de pre-dimensionamento das dimensões das sapatas**

$$R(d,solo) = 357 \text{ kN/m}^2$$

	Dimensões do pilar		Carga do pilar	Área da sapata (A) $A = \frac{\gamma_f \cdot (N_{Sk} + 0,1G_k)}{R_{d,solo}}$	Sapata	Dimensões da sapata (metros)	
	b1	b2				Lado B (B1)	Lado A (B2)
						$B_1 = \frac{(b_1 - b_2)}{2} \pm \sqrt{\frac{(b_1 - b_2)^2}{4} + A}$	$B_2 = \frac{A}{B_1}$
P1	0,5	0,45	436	1,88	S1	1,40	1,35
P2	0,61	0,45	1022	4,41	S2	2,18	2,02
P3	0,7	0,45	943	4,07	S3	2,15	1,90
P4	0,7	0,45	962	4,15	S4	2,17	1,92
P5	0,54	0,46	1025	4,42	S5	2,14	2,06
P6	0,54	0,5	2752	11,87	S6	3,47	3,43
P7	0,6	0,61	2416	10,42	S7	3,22	3,23
P8	0,6	0,6	2487	10,73	S8	3,28	3,28
P9	0,65	0,6	2500	10,78	S9	3,31	3,26
P11					S11		
P13	0,6	0,57	2309	9,96	S13	3,17	3,14
P14	0,71	0,6	2623	11,31	S14	3,42	3,31
P15	0,75	0,6	1025	4,42	S15	2,18	2,03
P16	0,57	0,47	971	4,19	S16	2,10	2,00
P17	0,6	0,4	718	3,10	S17	1,86	1,66
P18	0,5	0,45	736	3,17	S18	1,81	1,76
P21	0,7	0,5	915	3,95	S21	2,09	1,89
P22	0,63	0,6	1884	8,13	S22	2,87	2,84
P23	0,64	0,63	1744	7,52	S23	2,75	2,74
P24	0,5	0,45	1901	8,20	S24	2,89	2,84
P25	0,66	0,47	1737	7,49	S25	2,83	2,64
P26	0,7	0,48	1829	7,89	S26	2,92	2,70
P27	0,75	0,45	1907	8,23	S27	3,02	2,72
P28	0,55	0,48	2257	9,74	S28	3,16	3,09
P29	0,5	0,5	2188	9,44	S29	3,07	3,07
P30					S30		
P31					S31		
P32	0,49	0,49	1715	7,40	S32	2,72	2,72
P33	0,5	0,5	650	2,80	S33	1,67	1,67
P34	0,5	0,5	868	3,74	S34	1,94	1,94
P35	0,5	0,5	1144	4,93	S35	2,22	2,22
P38	0,7	0,46	1955	8,43	S38	3,03	2,79
P40	0,5	0,45	1663	7,17	S40	2,70	2,65
P43	0,7	0,56	1828	7,89	S43	2,88	2,74
P44	0,82	0,44	955	4,12	S44	2,23	1,85
P46	0,46	0,66	575	2,48	S46	1,48	1,68
P47	0,6	0,65	1894	8,17	S47	2,83	2,88
P48	0,65	0,48	1822	7,86	S48	2,89	2,72

P49	0,58	0,63	2119	9,14	S49	3,00	3,05
P50	0,5	0,52	954	4,12	S50	2,02	2,04
P54	0,76	0,36	1819	7,85	S54	3,01	2,61
P55	0,95	0,47	1927	8,31	S55	3,13	2,65
P56	0,69	0,46	1789	7,72	S56	2,90	2,67
P57	0,67	0,5	1071	4,62	S57	2,24	2,07
P58	0,6	0,45	848	3,66	S58	1,99	1,84
P59	0,6	0,45	905	3,90	S59	2,05	1,90
P60	0,57	0,45	1003	4,33	S60	2,14	2,02
P66	0,6	0,4	1883	8,12	S66	2,95	2,75
P67	0,61	0,6	2653	11,44	S67	3,39	3,38
P68	0,76	0,36	1033	4,46	S68	2,32	1,92
P69	0,58	0,5	2429	10,48	S69	3,28	3,20
P72	0,65	0,46	411	1,77	S72	1,43	1,24
P73	0,7	0,43	981	4,23	S73	2,20	1,93
P74	0,75	0,65	2543	10,97	S74	3,36	3,26
P75	0,7	0,63	2332	10,06	S75	3,21	3,14
P76	0,7	0,65	2678	11,55	S76	3,42	3,37
P78	0,75	0,65	2575	11,11	S78	3,38	3,28
P79	0,67	0,37	938	4,05	S79	2,17	1,87
P80	0,4	0,42	1597	6,89	S80	2,61	2,63
P82	0,72	0,63	2560	11,04	S82	3,37	3,28
P83a	0,6	0,45	843	3,64	S83a	1,98	1,83
P83b	0,7	0,6	2291	9,88	S83b	3,19	3,09
P84	0,65	0,48	847	3,65	S84	2,00	1,83
P86	0,72	0,65	1969	8,49	S86	2,95	2,88
P87	0,7	0,65	916	3,95	S87	2,01	1,96
P88	0,65	0,45	574	2,48	S88	1,68	1,48
P89	0,7	0,45	1816	7,83	S89	2,93	2,68
P90	0,7	0,5	337	1,45	S90	1,31	1,11
P98	0,65	0,45	346	1,49	S98	1,33	1,13
P36	0,45	0,25	2393	10,32	S36	3,31	3,11
P36a	0,65	0,48	1698	7,32	S36a	2,79	2,62
P37	0,5	0,25	1728	7,45	S37	2,86	2,61

**ANEXO D – Planta de carga e locação dos pilares (Blocos).**



Pilar						
Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Posição	Carga Máx. (tf)	Carga Min. (tf)
P2	30x70	-180.00	1030.10	C-8	407.0	319.3
P3	40x60	374.85	1035.10	C-11	432.2	330.3
P5	25x45	1248.95	1052.60	C-15	140.6	96.4
P7	25x45	1248.95	552.60	D-15	184.8	159.7
P8	40x60	-190.00	385.00	E-8	456.3	393.8
P9	40x70	374.85	390.00	E-11	465.1	402.0
P12	25x45	1248.95	267.60	F-15	188.4	148.1
P13	70x70	-11.50	90.00	G-9	260	216
P14	70x70	374.85	90.00	G-11	260.7	217.7
P15	20x60	679.50	164.50	G-12	187.9	145.7
P16	20x50	613.80	-10.50	H-12	136.5	82.3
P17	23x70	-674.00	-287.50	I-6	150.0	100.0
P18	20x60	-182.50	-286.00	I-8	194.2	123.0
P19	20x60	66.20	-286.00	I-10	171.7	129.3
P20	20x60	608.80	-286.00	I-12	161.1	99.2
P21	20x60	857.50	-286.00	I-13	156.1	119.3
P22	25x60	1241.45	-283.50	I-15	199.7	106.2
P23A	25x25	-1168.33	1692.00	A-4	34.9	7.8
P24	30x30	-510.60	1531.96	B-7	65.9	49.5
P25B	30x30	-180.00	1531.96	B-8	77.5	59.9
P25C	30x30	374.85	1531.96	B-11	98.0	75.5
P27A	30x30	965.00	1531.96	B-14	81.6	61.5
P28	20x60	-1313.01	1015.87	C-3	112.0	68.1
P30	40x60	-622.10	1035.10	C-6	180	100
P31	30x60	967.50	1035.10	C-14	273.1	207.5
P35	40x60	-679.00	375.00	E-6	456.0	377.4
P36	30x60	967.95	385.00	E-14	279.4	232.4
P37	20x60	-2230.00	-286.00	I-1	78.1	56.2
P38	20x60	-1752.50	-286.00	I-2	152.9	109.6
P39	20x60	-1280.00	-286.00	I-3	155.5	114.2
P74	25x50	-932.10	1692.00	A-5	91.4	77.0
P79A	30x30	98.75	1531.96	B-10	68.2	53.5
P80A	30x30	673.68	1531.96	B-12	63.0	49.0
P25C69	30x30	1251.45	1531.96	B-15	46.2	36.0

**OBSERVAÇÕES GERAIS**  
 1. AS COTAS E DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETROS.

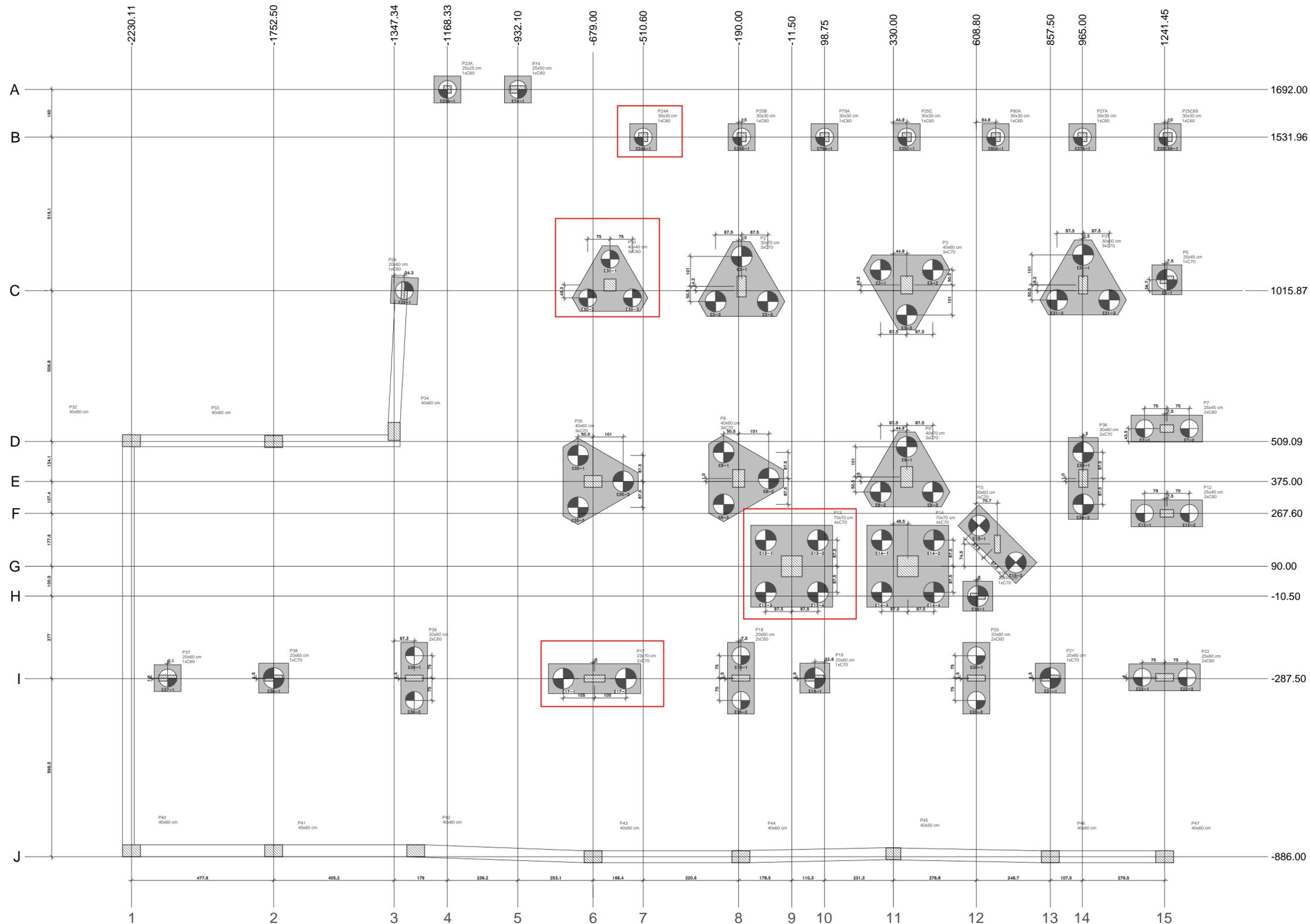
**LEGENDA:**  
 Pilares Existentes

**PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES**  
 ESC. 1:100

PROJETO DE FUNDACOES  
 TCC RODRIGO SALINAS

PROJETO ESTRUTURAL  
 Localização dos pilares

**ANEXO E – Planta de locação dos blocos**



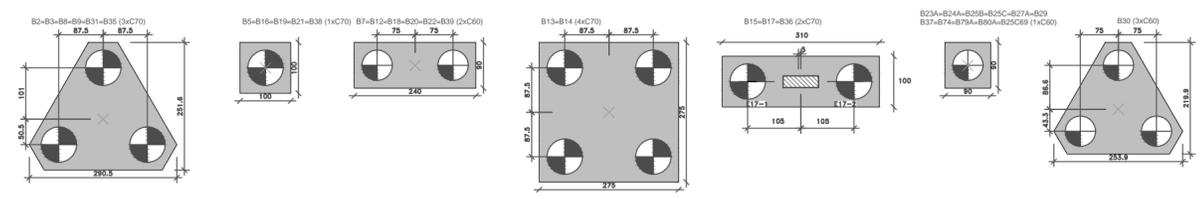
LOCALIZAÇÃO DAS ESTACAS							
Bloco	Nome	Tipo	Coordenada X (cm)	Coordenada Y (cm)	Carga máx. (t)	Carga mín. (t)	CA (cm)
B2	E2-1	C70	-180.00	1131.14	147.78	110.38	-333
	E2-2	C70	-267.50	979.58	138.94	113.65	
	E2-3	C70	-92.50	979.58	137.71	113.77	
B3	E3-1	C70	287.35	1085.62	152.98	114.39	-318
	E3-2	C70	462.35	1085.62	152.04	115.42	
	E3-3	C70	374.85	934.06	142.40	117.43	
B5	E5-1	C70	1248.95	1052.60	142.88	99.56	-288
B7	E7-1	C60	1173.95	552.60	95.41	82.90	-298
	E7-2	C60	1323.95	552.60	95.18	83.26	
B8	E8-1	C70	-240.52	472.50	157.92	137.13	-323
	E8-2	C70	-88.96	385.00	157.23	136.80	
	E8-3	C70	-240.52	297.50	158.92	134.24	
B9	E9-1	C70	374.85	491.04	160.39	137.88	-318
	E9-2	C70	287.35	339.48	162.04	137.33	
	E9-3	C70	462.35	339.48	162.57	136.56	
B12	E12-1	C60	1173.95	267.60	97.05	77.62	-303
	E12-2	C60	1323.95	267.60	97.31	77.25	
B13	E13-1	C70	-99.00	177.50	65	34.39	-368
	E13-2	C70	76.00	177.50	64.8	34.48	
	E13-3	C70	-99.00	2.50	65.2	34.13	
	E13-4	C70	76.00	2.50	65	33.82	
B14	E14-1	C70	291.00	177.50	99.72	34.79	-368
	E14-2	C70	466.00	177.50	99.64	34.88	
	E14-3	C70	291.00	2.50	89.38	36.57	
	E14-4	C70	466.00	2.50	89.47	36.48	
B15	E15-1	C70	617.63	226.37	98.32	78.11	-328
	E15-2	C70	741.37	102.83	98.83	77.77	
B16	E16-1	C70	613.80	-10.50	138.86	85.38	-288
B17	E17-1	C70	-761.50	-287.50	73.0	50.4	-318
	E17-2	C70	-586.50	-287.50	77.0	54.87	
B18	E18-1	C60	-182.50	-211.00	100.15	65.00	-303
	E18-2	C60	-182.50	-361.00	99.95	64.88	
B19	E19-1	C70	66.20	-286.00	173.98	132.54	-288
B20	E20-1	C60	608.80	-211.00	83.48	53.69	-298
	E20-2	C60	608.80	-361.00	83.26	52.05	
B21	E21-1	C70	857.50	-286.00	159.44	122.51	-288
B22	E22-1	C60	1166.45	-283.50	102.80	57.68	-298
	E22-2	C60	1316.45	-283.50	102.58	55.35	
B23A	E23A-1	C60	-1168.33	1692.00	36.56	9.82	-278
B24	E24-1	C60	-510.60	1531.96	67.59	51.65	-278
B25B	E25B-1	C60	-180.00	1531.96	73.15	62.03	-278
B25C	E25C-1	C60	374.85	1531.96	99.70	77.64	-278
B27A	E27A-1	C60	965.00	1531.96	83.27	63.59	-278
B29	E29-1	C60	-1313.01	1015.87	113.64	70.34	-278
B30	E30-1	C60	-622.10	1121.70	62	42.83	-298
	E30-2	C60	-697.10	981.80	62	45.08	
	E30-3	C60	-547.10	991.80	58	38	
B31	E31-1	C70	967.50	1136.14	100.90	71.70	-303
	E31-2	C70	880.00	984.58	92.85	74.80	
	E31-3	C70	1055.00	984.58	93.06	75.73	
B35	E35-1	C70	-729.52	462.50	158.37	131.77	-323
	E35-2	C70	-577.96	375.00	157.58	133.77	
	E35-3	C70	-729.52	287.50	155.83	129.48	
B36	E36-1	C70	967.95	472.50	145.43	118.60	-303
	E36-2	C70	967.95	297.50	143.34	119.81	
B37	E37-1	C60	-2230.00	-286.00	79.78	58.44	-278
B38	E38-1	C70	-1752.50	-286.00	155.16	112.80	-288
B39	E39-1	C60	-1280.00	-211.00	80.94	58.35	-283
	E39-2	C60	-1280.00	-361.00	82.52	61.15	
B74	E74-1	C60	-932.10	1692.00	93.02	79.31	-278
B79A	E79A-1	C60	98.75	1531.96	69.85	55.63	-278
B80A	E80A-1	C60	673.68	1531.96	64.70	51.14	-278
B25C68	E25C68-1	C60	1251.45	1531.96	47.82	38.16	-278

Estacas			
Simbologia	Nome	d (cm)	Quantidade
	C60	60.00	26
	C70	70.00	37

**OBSERVAÇÕES GERAIS**  
 DIMENSÕES E DIMENSÕES ESTÃO EM CENTÍMETROS.

**LEGENDA:**  
 Pilares Existentes

PLANTA DE LOCAÇÃO DAS ESTACAS  
 ESC. 1:50



LEGENDA DOS BLOCOS  
 ESC. 1:100

**ANEXO F – Valores de  $K_c$  e  $K_s$  (para dimensionamento a flexão simples)**

Diagrama retangular			$K_c = b \cdot d^2 / M_d$ ( $b$ e $d$ em cm; $M_d$ em kN · cm)								$K_s$ (Aço CA)	
Limite	$K_x = x/d$	$K_z = z/d$	$f_{ck}$ (MPa)								$f_{yk}$ (MPa)	
			15	20	25	30	35	40	45	50	25	50
	0,020	0,992	69,18	51,89	41,51	34,59	29,65	25,94	23,06	20,75	0,0464	0,0232
	0,040	0,9840	34,87	26,15	20,92	17,44	14,95	13,08	11,62	10,46	0,0467	0,0234
	0,050	0,9800	28,01	21,01	16,82	14,01	12,00	10,50	9,34	8,40	0,0469	0,0235
	0,080	0,9680	17,72	13,29	10,63	8,86	7,60	6,65	5,91	5,32	0,0475	0,0240
	0,100	0,9600	14,30	10,72	8,58	7,15	6,13	5,36	4,77	4,29	0,0479	0,0240
	0,120	0,9520	12,01	9,01	7,21	6,01	5,15	4,51	4,00	3,60	0,0483	0,0242
	0,140	0,9440	10,39	7,79	6,23	5,19	4,45	3,89	3,46	3,12	0,0487	0,0244
	0,150	0,9400	9,73	7,30	5,84	4,87	4,17	3,65	3,24	2,92	0,0489	0,0245
<b>2a</b>	0,167	0,9332	8,81	6,61	5,28	4,40	3,77	3,30	2,94	2,64	0,0493	0,0246
	0,200	0,9200	7,46	5,59	4,48	3,73	3,20	2,80	2,49	2,24	0,0500	0,0250
	0,220	0,9120	6,84	5,13	4,10	3,42	2,93	2,57	2,28	2,05	0,0504	0,0252
	0,2400	0,9040	6,33	4,74	3,80	3,16	2,71	2,37	2,11	1,90	0,0513	0,0257
<b>2b</b>	0,259	0,8964	5,91	4,43	3,55	2,96	2,53	2,22	1,97	1,77	0,0513	0,0257
	0,260	0,8960	5,89	4,42	3,54	2,95	2,53	2,21	1,96	1,77	0,0513	0,0257
	0,280	0,8880	5,52	4,14	3,31	2,76	2,37	2,07	1,84	1,66	0,0518	0,0259
	0,300	0,8800	5,20	3,90	3,12	2,60	2,23	1,95	1,73	1,56	0,0523	0,0261
	0,320	0,8720	4,92	3,69	2,95	2,46	2,11	1,84	1,64	1,48	0,0528	0,0264
	0,340	0,8640	4,67	3,5	2,80	2,34	2,0	1,75	1,56	1,40	0,0532	0,0266
	0,360	0,8560	4,45	3,34	2,67	2,23	1,91	1,67	1,48	1,34	0,0537	0,0269
	0,380	0,8480	4,26	3,19	2,56	2,13	1,83	1,60	1,42	1,28	0,0542	0,0271
	0,420	0,8320	3,93	2,95	2,36	1,96	1,68	1,47	1,37	1,18	0,0553	0,0276
	0,440	0,8240	3,79	2,84	2,27	1,89	1,62	1,42	1,26	1,14	0,0558	0,0279
	0,460	0,8160	3,66	2,74	2,19	1,83	1,57	1,37	1,22	1,10	0,0564	0,0282
	0,480	0,8080	3,54	2,65	2,12	1,77	1,52	1,33	1,18	1,06	0,0569	0,0285
	0,500	0,8000	3,43	2,57	2,06	1,72	1,47	1,29	1,14	1,03	0,0575	0,0288
	0,520	0,7920	3,33	2,50	2,00	1,67	1,43	1,25	1,11	1,00	0,0581	0,0290
	0,540	0,7840	3,24	2,43	1,95	1,62	1,39	1,22	1,08	0,97	0,0587	0,0293
	0,560	0,7760	3,16	2,37	1,90	1,58	1,35	1,18	1,05	0,95	0,0593	0,0296
	0,580	0,7680	3,08	2,31	1,85	1,54	1,32	1,16	1,03	0,92	0,0599	0,0299
	0,600	0,7600	3,01	2,26	1,81	1,50	1,29	1,13	1,00	0,90	0,0605	0,0303
<b>CA-50</b>	0,620	0,7520	2,94	2,21	1,77	1,47	1,26	1,10	0,98	0,88	0,0612	0,0306
<b>3</b>	0,628	0,7487	2,92	2,19	1,75	1,46	1,25	1,09	0,97	0,88	0,0614	0,0307
	0,640	0,7440	2,88	2,16	1,73	1,44	1,24	1,08	0,96	0,86	0,0618	
	0,680	0,7280	2,77	2,08	1,66	1,39	1,19	1,04	0,92	0,83	0,0632	
	0,700	0,7200	2,72	2,04	1,63	1,36	1,15	1,00	0,89	0,80	0,0646	
	0,720	0,7120	2,68	2,01	1,61	1,34	1,15	1,00	0,89	0,80	0,0646	
	0,740	0,7040	2,63	1,98	1,58	1,32	1,13	0,99	0,88	0,79	0,0653	
<b>CA-25</b>	0,760	0,6960	2,59	1,95	1,56	1,30	1,11	0,97	0,86	0,78	0,0661	
<b>3</b>	0,771	0,6913	2,57	1,93	1,54	1,29	1,10	0,96	0,86	0,77	0,0665	