ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

MATHEUS LOPES DE CARVALHO

**Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de
fundação**

São Paulo

2018

MATHEUS LOPES DE CARVALHO

**Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de
fundação**

Versão Original

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do título de
Mestre em Ciências.

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Ph.D. Fernando Rebouças Stucchi

São Paulo
2018

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Carvalho, Matheus Lopes

Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação / M. L. Carvalho – versão corr. – São Paulo, 2018. 177 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Concreto armado 2.Blocos de fundação 3.Modelo biela-tirante
4.Segurança das estruturas I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Nome: CARVALHO, Matheus Lopes de
Título: Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Aprovado em:

Banco Examinadora

Prof. Dr. _____
Instituição: _____
Julgamento: _____

Prof. Dr. _____
Instituição: _____
Julgamento: _____

Prof. Dr. _____
Instituição: _____
Julgamento: _____

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus por tudo que tem me proporcionado; aos meus pais, Roberto e Helena, aos meus avós, Filomena e Augusto e a minha esposa Danielle por toda força e apoio. Agradeço também a Carolina Ribeiro da Silva e a empresa França e Associados por todo o apoio concedido ao longo do desenvolvimento desta dissertação; e em especial ao professor Fernando por todos os ensinamentos e incentivo, contribuindo para meu crescimento científico e intelectual.

RESUMO

CARVALHO, M. L. **Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação**. 2018. 177p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

O projeto estrutural deve considerar as incertezas provenientes das variáveis envolvidas no dimensionamento dos elementos estruturais, tais como propriedades dos materiais, dimensões dos elementos estruturais e intensidade dos carregamentos atuantes. Existe também a variabilidade inerente aos métodos de análise estrutural, originária de imprecisões na idealização da distribuição das tensões e deformações dos elementos estruturais. Sendo assim, esta dissertação visa analisar a variabilidade dos desvios dos modelos de cálculo propostos por Blevot e Frémy (1967), Fusco (1994) e Santos (2013), todos baseados no método das bielas e tirantes, para blocos sobre duas, três e quatro estacas submetidos a carregamento centrado. Estes elementos estruturais possuem significativa importância, visto que atuam na transmissão dos esforços provenientes dos pilares às fundações profundas. Os modelos de cálculo foram confrontados entre si e com resultados experimentais de Blevot e Frémy (1967), Mautoni (1971), Clarke (1973), Miguel (2000) e Suzuki et al. (1998 / 1999 / 2000 / 2001) para determinação dos parâmetros estatísticos dos desvios desses modelos em relação aos ensaios. Os resultados apontaram desempenho satisfatório para os três modelos de cálculo. Em geral, todos os métodos se mostraram favoráveis à segurança nos casos avaliados para os três tipos de blocos de fundação.

Palavras chave: Concreto armado, blocos de fundação, modelo biela-tirante, segurança das estruturas.

ABSTRACT

CARVALHO, M. L. **Reliability analysis of capacity resistance models of pile caps.** 2018. 177p. Master's thesis – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

Structural design must consider the uncertainties coming from the variables involved in dimensioning of the structural elements, such as material properties, dimensions of structural elements, and intensity of active loads. There is also inherent variability in structural analysis methods, originated from imprecision in idealization of the distribution of tensions and deformations of structural elements. Thus, this dissertation aims to analyze the variability of calculation models deviations proposed by Blevot and Frémy (1967), Fusco (1994) and Santos (2013), all based on strut and tie method, for two, three and four pile caps submitted to center load. These structural elements are of significant importance, since they act in transmission of loads from columns to deep foundations. Calculation models were compared with each other and with experimental results from Blevot and Frémy (1967), Mautoni (1971), Clarke (1973), Miguel (2000) and Suzuki et al. (1998 / 1999 / 2000 / 2001) to determine the statistical parameters of these model deviations in relation to the tests. Results indicated satisfactory performance for the three calculation models. In general, all methods were favorable to safety in cases evaluated for the three pile caps types.

Keywords: Reinforced concrete, pile caps, strut-and-tie models, structural safety.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Analogia de treliça para viga de concreto armado.	28
Figura 2.2: Fissuras de ruptura nas proximidades dos apoios de uma viga seção “T” com barras retas.	29
Figura 2.3: Viga de concreto armado após o colapso:	29
Figura 2.4: Trajetórias das tensões em vigas seção “T” homogêneas.	30
Figura 2.5: Mecanismo resistente das vigas de concreto armado com a presença de estribos.....	30
Figura 2.6: Representação esquemática da treliça.	32
Figura 2.7: Trajetórias de tensões em regiões B e D.	34
Figura 2.8: Regiões D (áreas hachuradas) com distribuição não-linear de deformações	35
Figura 2.9: Modelo biela-tirante (b) obtido a partir da análise das tensões principais em de um modelo em elementos finitos (a).....	36
Figura 2.10: Método biela-tirante obtido a partir da análise do padrão de fissuração.	37
Figura 2.11: O modelo mais apropriado (a) possui tirantes mais curtos do que o modelo menos adequado (b).	39
Figura 2.12: Aderência por adesão.	41
Figura 2.13: Aderência por atrito.	42
Figura 2.14: Ancoragem mecânica.....	42
Figura 2.15: Diagrama das tensões de aderência.....	43
Figura 2.16: Comprimento básico de ancoragem reta.	45
Figura 2.17: Comprimentos reduzidos de ancoragem.....	46
Figura 2.18: Ancoragem Curvas.....	47
Figura 2.19: Diferentes configurações de bielas.	48
Figura 2.20: Nós contínuos 1 e nós singulares 2	49

Figura 2.21: Exemplos de nós CCC.	50
Figura 2.22: Exemplo de nó CCT.	51
Figura 2.23: Exemplo de nó CTT.	51
Figura 2.24: Influência das deformações transversais na resistência à compressão do concreto.....	53
Figura 3.1: Distribuições de probabilidade das variáveis R, S e G.....	63
Figura 4.1: Esquemático para blocos sobre 2 estacas.....	68
Figura 4.2: Esquemático para blocos sobre 3 estacas:.....	71
Figura 4.3: Arranjo de armaduras.....	73
Figura 4.4: Esquemático de blocos sobre 4 estacas	74
Figura 4.5: Arranjo de armaduras.....	75
Figura 4.6: Funcionamento estrutural básico do bloco	81
Figura 4.7: Tensões nos planos horizontais do bloco.	82
Figura 4.8: Ampliação da seção resistente.	83
Figura 4.9: Tensões nos planos horizontais do bloco.	84
Figura 4.10: Resistência das bielas junto às estacas.....	86
Figura 4.11: Determinação das armaduras em duas camadas ortogonais.	88
Figura 4.12: Esquemático de blocos sobre 2 estacas	89
Figura 4.13: Esquemático para blocos sobre 3 estacas:.....	91
Figura 4.14: Esquemático para blocos sobre 4 estacas.....	93
Figura 4.15: Arranjo de armaduras.....	94
Figura 4.16: Modelo biela-tirante para bloco sobre estacas.....	95
Figura 4.17: Esquemático para blocos sobre 2 estacas:.....	100
Figura 4.18: Esquemático para blocos sobre 3 estacas:.....	102
Figura 4.19: Esquemático de blocos sobre 4 estacas	104
Figura 4.20: Perfil das bielas.....	105

Figura 5.1: Modelo esquemático dos ensaios.	108
Figura 5.2: Disposições de armaduras para blocos sobre quatro estacas.	109
Figura 5.3: Exemplos dos ensaios de blocos sobre quatro estacas.	113
Figura 5.4: Disposições de armaduras para blocos sobre três estacas.	115
Figura 5.5: Exemplos dos ensaios de blocos sobre três estacas.	118
Figura 5.6: Exemplos dos ensaios de blocos sobre duas estacas.	120
Figura 5.7: Tipos de arranjos de armaduras.	122
Figura 5.8: Fissuração do bloco B1-A.	123
Figura 5.9: Modelo esquemático da formulação para μ_{crit}	124
Figura 5.10: Arranjos das armaduras e tipos de ancoragem.	125
Figura 5.11: Tipos de ruína dos blocos ensaiados.	127
Figura 5.12: Esquema dos blocos ensaiados.	130
Figura 5.13: Equipamento utilizado nos ensaios.	131
Figura 5.14: Fissuração dos blocos ensaiados:	133
Figura 5.15: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.	134
Figura 5.16: Esquema dos blocos ensaiados.	135
Figura 5.17: Fissuração dos blocos ensaiados.	137
Figura 5.18: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.	138
Figura 5.19: Esquema dos blocos ensaiados.	139
Figura 5.20: Fissuração dos blocos ensaiados.	141
Figura 5.21: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.	142
Figura 5.22: Esquema dos blocos ensaiados.	143
Figura 5.23: Fissuração dos blocos ensaiados.	145
Figura 5.24: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.	146
Figura 6.1: Histogramas do fator de tendência dos modelos de cálculo para blocos sobre duas estacas.	150

Figura 6.2: Diagrama <i>Nexp</i> versus <i>Nteo</i> para blocos sobre duas estacas.....	151
Figura 6.3: Histogramas do fator de tendência dos modelos de cálculo para blocos sobre três estacas.	155
Figura 6.4: Diagrama <i>Nexp</i> versus <i>Nteo</i> para blocos sobre três estacas.	156
Figura 6.5: Histogramas do fator de tendência dos modelos de cálculo para blocos sobre quatro estacas.	161
Figura 6.6: Diagrama <i>Nexp</i> versus <i>Nteo</i> para blocos sobre quatro estacas.	162

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Evolução das tensões admissíveis e fator de segurança de estruturas de aço no Estados Unidos.	59
Tabela 3.2: Parâmetros estatísticos para o fator de tendência.	65
Tabela 4.1: Limites de resistência das bielas.	80
Tabela 4.2: Limites de resistência das bielas sem os coeficientes ponderadores.	80
Tabela 5.1: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 4 estacas.	111
Tabela 5.2: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 3 estacas.	117
Tabela 5.3: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 2 estacas.	120
Tabela 5.4: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 2 estacas.	123
Tabela 5.5: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 4 estacas.	126
Tabela 5.6: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 3 estacas.	128
Tabela 5.7: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki et al. (1998).	132
Tabela 5.8: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki et al. (1999).	136
Tabela 5.9: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki et al. (2000).	140
Tabela 5.10: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki e Otsuki (2001).	144
Tabela 6.1: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre duas estacas.	149
Tabela 6.2: Parâmetros estatísticos do fator de tendência de blocos sobre duas estacas.	152
Tabela 6.3: Fidelidade dos modelos de blocos sobre duas estacas.	153
Tabela 6.4: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre três estacas.	154

Tabela 6.5: Parâmetros estatísticos do fator de tendência de blocos sobre três estacas.....	157
Tabela 6.6: Fidelidade dos modelos de blocos sobre três estacas.	157
Tabela 6.7: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre quatro estacas.....	158
Tabela 6.8: Parâmetros estatísticos do fator de tendência de blocos sobre quatro estacas.....	163
Tabela 6.9: Parâmetros estatísticos do fator de tendência em função do grau de solicitação do corpo de prova.....	163
Tabela 6.10: Fidelidade dos modelos de blocos sobre quatro estacas.	164
Tabela 6.11: Avaliação do fator de tendência para o método de Blevot e Frémy (1967).	166
Tabela 6.12: Avaliação do efeito do confinamento do nó superior.	167
Tabela 6.13: Avaliação da eficiência da armação disposta em malha para blocos sobre quatro estacas.....	167

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Dimensão da seção transversal do pilar
a_b	Projeção horizontal da biela
$A_{bie,est}$	Área da seção transversal da biela junto à estaca
$A_{bie,pil}$	Área da seção transversal da biela junto ao pilar
A_c	Área da seção transversal do pilar
$A_{c,amp}$	Área de seção transversal do pilar ampliada
A_{est}	Área da seção transversal da estaca
$A_{est,amp}$	Área da seção transversal da estaca ampliada
a_p	Dimensão da seção transversal do pilar
A_p	Área da seção transversal da armadura ativa
A_{pil}	Área da seção transversal do pilar
$A_{pil,amp}$	Área da seção transversal do pilar ampliada
A_s	Área da seção transversal da armadura passiva
$A_{s,calc}$	Área da seção transversal da armadura necessária calculada
$A_{s,D}$	Área da seção transversal das armaduras dispostas nas diagonais do bloco
$A_{s,ef}$	Área efetiva da seção transversal da armadura
$A_{s,L}$	Área da seção transversal das armaduras dispostas paralelamente às faces laterais do bloco
$A_{s,m}$	Área da seção transversal das armaduras dispostas nas medianas do bloco
$A_{s,malha}$	Área da seção transversal das armaduras dispostas em malha
$A_{s,malha,1}$	Área total de aço disposta sobre a projeção das estacas (eficiência total)

$A_{S,malha,2}$	Área total das barras posicionadas fora da projeção das estacas (redução da eficiência em 20%)
A_{s1}	Área da seção transversal da armadura em malha por analogia de flexão
a_0	Conjunto de constantes e funções deterministas que relacionam as variáveis aleatórias às grandezas do problema analisado
b	Dimensão da seção transversal do pilar
b_p	Dimensão da seção transversal do pilar
C	Incidência de esforços de compressão no nó
D	Força de compressão atuante no concreto
D_{est}	Largura da estaca (seção transversal quadrada)
d'	Distância média entre a face inferior do bloco e o centro de gravidade das armaduras dos tirantes
f_b	Tensão resistente nominal de aderência
f_{bd}	Tensão resistente de aderência de cálculo
f_c	Tensão resistente à compressão do concreto dos ensaios
f_{cd}	Tensão resistente de cálculo à compressão do concreto
f_{cd1}	Tensão resistente máxima em bielas com compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e nós onde se encontram somente bielas
f_{cd2}	Tensão resistente máxima em bielas com tração e nós onde se encontram dois ou mais tirantes
f_{cd3}	Tensão resistente máxima em nós com somente um tirante
$f_{cd,ef}$	Tensão da resistência plástica efetiva do concreto deformado na transversal
$f_{cd,lim}$	Tensão da resistência do concreto submetido ao efeito do confinamento
f_{ck}	Tensão resistente característica à compressão do concreto

$f_{ck,cub}$	Tensão resistente característica à compressão do concreto em corpos de prova cúbicos
F_l	Força atuante no elemento componente da treliça
FS	Fator de segurança
f_y	Tensão de escoamento do aço dos ensaios
f_{yd}	Tensão de cálculo de escoamento do aço da armadura passiva
f_{yk}	Tensão característica de escoamento do aço da armadura passiva
G	Função limite
H	Altura total do elemento estrutural (bloco de fundação)
h	Altura útil do elemento estrutural
k_c	Fator de redução que considera o estado de deformação transversal do concreto
k_{mod}	Coeficiente de modificação do concreto
$k_{mod,1}$	Coeficiente que considera o ganho de resistência do concreto após 28 dias de idade
$k_{mod,2}$	Coeficiente que considera a diferença
$k_{mod,3}$	Coeficiente que considera que a resistência medida em corpos de prova cilíndricos é superestimada, devido a influência do atrito dos corpos de prova com os apoios da prensa de ensaio
k_1	Coeficiente que considera o tipo de barra empregada na ancoragem
k_2	Coeficiente que depende da zona de aderência
k_3	Coeficiente que do diâmetro da barra empregada na ancoragem
L	Vão teórico do elemento estrutural (bloco de fundação)
$l_{b,ef}$	Comprimento de ancoragem efetivo
$l_{b,min}$	Comprimento mínimo de ancoragem

l_{b0}	Comprimento básico de ancoragem
l_l	Comprimento do elemento componente da treliça
M_{1d}	Momento gerado pela excentricidade das estacas em relação ao pilar
n	Quantidade de exemplares
N_d	Força de cálculo atuante no bloco
$N_{d,máx}$	Máxima força normal de cálculo atuante no pilar
n_{est}	Quantidade de estacas
N_{exp}	Carga de ruptura determinada experimentalmente
N_k	Força característica atuante no bloco
N_{pil}	Força normal atuante na seção do pilar
N_{teo}	Carga de ruptura determinada no modelo teórico de cálculo
$N_{teo,Blevot}$	Carga de ruptura determinada no modelo teórico de cálculo de Blevot e Frémy
$N_{teo,Fusco}$	Carga de ruptura determinada no modelo teórico de cálculo de Fusco
$N_{teo,Santos}$	Carga de ruptura determinada no modelo teórico de cálculo de Santos
P_{atu}	Carga atuante
P_f	Probabilidade de ruína
P_{rup}	Carregamento limite de ruptura
R	Variável aleatória associada à resistência
$R_{cb,d}$	Força de cálculo atuante na biela
R_d	Capacidade resistente de cálculo da estrutura ou elemento estrutural
R_k	Capacidade resistente característica da estrutura ou elemento estrutural

$R_{st,d}$	Força de cálculo atuante no tirante
$R_{st,d,D}$	Força de cálculo atuante nos tirantes de armaduras dispostas nas diagonais do bloco
$R_{st,d,L}$	Força de cálculo atuante nos tirantes de armaduras dispostas paralelamente às faces laterais do bloco
$R_{st,d,m}$	Força de cálculo atuante nos tirantes de armaduras dispostas nas medianas do bloco
$R_{st,d,malha}$	Força de cálculo atuante nos tirantes de armaduras dispostas em malha
S	Variável aleatória associada à solicitação
S_d	Solicitação de cálculo
S_k	Solicitação característica
S_p	Desvio padrão da amostra
T	Incidência de esforços de tração no nó
u	Perímetro da seção transversal da barra
x	Profundidade da região nodal do topo do bloco
X_i	Variável aleatória associada à resistência
y	Altura da região nodal superior
Y_j	Variável aleatória associada à solicitação
z	Braço de alavanca dos esforços internos
Z	Força de tração na armadura
α	Ângulo que a superfície de fratura AC forma com a face inferior do bloco
α_r	Coeficiente de redução do comprimento de ancoragem
α_{v2}	Coeficiente de efetividade do concreto
β	Índice de confiabilidade

β	Ângulo que a força inclinada forma com o plano AB
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_f	Coeficiente de ponderação das ações
γ_m	Coeficiente ponderador da resistência dos materiais
γ_s	Coeficiente de ponderação da resistência do aço
Δf_p	Tensão resistente residual da armadura ativa
ε_{mi}	Deformação específica do elemento componente da treliça
θ	Inclinação das bielas em relação ao eixo das armaduras
θ_1	Ângulo de inclinação da abertura do carregamento junto ao topo do bloco
θ_{blevot}	Inclinação das bielas em relação ao eixo das armaduras determinada pelo método de Blevot e Frémy
θ_{fusco}	Inclinação das bielas em relação ao eixo das armaduras determinada pelo método de Fusco
θ_{santos}	Inclinação das bielas em relação ao eixo das armaduras determinada pelo método de Santos
λ_p	Fator de tendenciosidade (bias factor)
μ	Taxa de armadura do bloco
μ_{crit}	Taxa crítica de armadura do bloco
ν	Coeficiente de ponderação da amostra
ν_p	Coeficiente de variação dos resultados
ρ_{pil}	Taxa geométrica de armadura do pilar
σ_{adm}	Tensão resistente admissível do material
σ_{atu}	Tensão atuante
σ_{cd}	Tensão de compressão de cálculo atuante
$\sigma_{cd,bie,est}$	Tensão atuante na biela junto à estaca

$\sigma_{cd,bie,lim}$	Limite de tensão resistente das bielas
$\sigma_{cd,bie,pil}$	Tensão atuante na biela junto ao pilar
$\sigma_{cd,bie,lim,est}$	Limite de tensão resistente da biela junto à estaca
$\sigma_{cd,bie,lim,pil}$	Limite de tensão resistente da biela junto ao pilar
$\sigma_{c,bie,u}$	Tensão de compressão de ruptura das bielas
$\sigma_{cd,est}$	Tensão de compressão atuante na estaca
$\sigma_{cd,pil}$	Tensão de compressão atuante no pilar
$\sigma_{cj,cub}$	Tensão de compressão em corpos de prova cúbicos, rompidos à j dias de idade
$\sigma_{cjm,cub}$	Tensão média de compressão em corpos de prova cúbicos, rompidos à j dias de idade
$\sigma_{cv,d,est}$	Tensão vertical atuante na região nodal do bloco junto à estaca
$\sigma_{cv,d,pil}$	Tensão vertical atuante na região nodal do bloco junto ao pilar
σ_{c1d}	Tensão de compressão atuante no concreto da face superior do bloco
σ_{c2d}	Tensão de compressão atuante no concreto na profundidade x
$\sigma_{c\theta,d}$	Tensão atuante na biela inclinada
σ_e	Tensão limite de escoamento da armadura
σ_{re}	Tensão real do concreto à compressão
σ_{res}	Tensão resistente do material
σ_{trans}	Tensão de compressão transversal
$\emptyset$	Diâmetro da barra de aço
$\emptyset_{est}$, a_{est}	Diâmetro da estaca (seção transversal circular)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	25
1.1 Objetivos.....	27
1.2 Organização da dissertação	27
2 MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES	28
2.1 Histórico.....	28
2.2 Fundamentos do modelo	32
2.3 Regiões B e D	34
2.4 Modelo baseado no método dos elementos finitos para obtenção da solução elástica	36
2.5 Confirmação e eventual ajuste do modelo baseados no padrão de fissuração	37
2.6 Definição da geometria da treliça análoga	38
2.7 Inclinação das bielas	39
2.8 Dimensionamento dos componentes.....	40
2.8.1 Tirantes.....	40
2.8.2 Bielas.....	47
2.8.3 Regiões nodais	49
2.8.4 Capacidade resistente dos nós e bielas	52
3 CONFIABILIDADE DO MODELO TEÓRICO.....	55
3.1 Segurança estrutural	55
3.2 A evolução dos métodos de verificação de segurança	57
3.2.1 Método dos Estados Limites	60
3.3 Fundamentos do método probabilístico para verificação da segurança	62

3.4 Incertezas associadas ao modelo de capacidade resistente	63
--	----

4 MODELOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE ÚLTIMA....66

4.1 Considerações iniciais	66
4.2 Modelo proposto por Blevot e Frémy (1967)	67
4.2.1 Blocos sobre duas estacas	67
4.2.2 Blocos sobre três estacas	71
4.2.3 Blocos sobre quatro estacas	74
4.2.4 Considerações sobre os limites de tensão resistente das bielas	77
4.3 Modelo proposto por Fusco (1994)	80
4.3.1 Segurança das bielas comprimidas	81
4.3.2 Armaduras dos blocos	87
4.3.3 Considerações para blocos sobre 2 estacas	89
4.3.4 Considerações para blocos sobre 3 estacas	90
4.3.5 Considerações para blocos sobre 4 estacas	92
4.4 Modelo proposto por Santos (2015)	95
4.4.1 Rotina para dimensionamento dos blocos	98
4.4.2 Considerações para blocos sobre 2 estacas	99
4.4.3 Considerações para blocos sobre 3 estacas	101
4.4.4 Considerações para blocos sobre 4 estacas	103
4.5 Observações preliminares sobre os modelos apresentados	104

5 DADOS EXPERIMENTAIS SOBRE A RESISTÊNCIA DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO 107

5.1 Considerações iniciais	107
5.2 Ensaios de Blevot e Frémy (1967)	107

5.2.1 Ensaaios de blocos sobre quatro estacas	109
5.2.2 Ensaaios de blocos sobre três estacas.....	115
5.2.1 Ensaaios de blocos sobre duas estacas.....	119
5.3 Ensaaios de Mautoni (1971)	121
5.4 Ensaaios de Clarke (1973)	125
5.5 Ensaaios de Miguel (2000)	127
5.6 Ensaaios de Suzuki et al. (1998)	129
5.7 Ensaaios de Suzuki et al. (1999)	135
5.8 Ensaaios de Suzuki et al. (2000)	138
5.9 Ensaaios de Suzuki e Otsuki (2001)	143
6 ANÁLISE DE RESULTADOS	147
6.1 Considerações Iniciais.....	147
6.2 Resultados de blocos sobre 2 estacas	149
6.3 Resultados de blocos sobre 3 estacas	153
6.4 Resultados de blocos sobre 4 estacas	158
6.5 Análises adicionais	165
6.5.1 Resistência das bielas no método de Blevot e Frémy (1967)	165
6.5.2 Efeito do confinamento no modelo de Santos (2013)	166
6.5.3 Avaliação da eficácia da armadura em malha	167
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	169
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	172
ANEXO A.....	175

1 Introdução

Em obras civis, os blocos de concreto armado são elementos estruturais presentes na interface solo-estrutura, também denominados blocos de fundação, ou de coroamento. Estes elementos são necessários nos casos onde existe a necessidade de se transferir o carregamento proveniente da superestrutura às camadas mais profundas de solos e, portanto, adota-se a solução de fundações profundas, como por exemplo estacas ou tubulões.

A diferença entre estacas e tubulões ocorre, em princípio, pela maneira de transmissão de esforços ao solo. Nas estacas, usualmente de menor diâmetro, predomina a resistência via atrito lateral, minimizando-se a cooperação da resistência de ponta. Por outro lado, nos tubulões as ações são transmitidas predominantemente através da base, ou ponta quando mecanizados. Em ambos os casos, a necessidade do elemento de ligação aparece devido a relevante descontinuidade geométrica dos elementos de fundações com os pilares da superestrutura.

É comum também encontrar os blocos de concreto armado como elementos estruturais para realizar a transição de pilares em edifícios, devido principalmente às solicitações arquitetônicas, onde existe a necessidade de alterar a geometria dos pilares, muitas vezes de maneira significativa. Esta interrupção na continuidade geométrica requer, em determinados casos, a execução do denominado bloco de transição.

Blocos de concreto armado são elementos volumétricos, ou seja, com as 3 dimensões de mesma ordem de grandeza, portanto, não se aplicam as hipóteses de seções planas, de Bernoulli, o que os caracteriza como elementos descontínuos. A NBR6118:2014 define os blocos de concreto armado no conjunto dos elementos especiais, caracterizados pela descontinuidade generalizada, também conhecida como região D. Para o cálculo são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais.

Dentre as pesquisas realizadas sobre o funcionamento de blocos sobre estacas destacam-se os experimentos de Blevot e Frémy (1967), com ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à carga centrada. Foram analisados os estados de formação de fissuras e limite último para diferentes arranjos

de barras nestes três tipos de blocos. O modelo de biela-tirante aplicado aos blocos sobre estacas é baseado nos resultados e recomendações desse trabalho.

Mautoni (1972) dedicou-se a pesquisar o mecanismo de ruína de blocos sobre dois apoios, onde foi possível também determinar as forças últimas devido a ruptura das bielas.

Clarke (1973) apresentou resultados sobre a influência do detalhamento da armadura principal na eficiência estrutural dos blocos, variando-se a disposição das barras e a forma de ancoragem.

Fusco (1994) sugeriu um modelo teórico baseado no método de Blevot e Frémy (1967), porém com algumas modificações.

Em 2000, Miguel realizou um estudo sobre o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas com o objetivo de estudar o desenvolvimento de fissuras e os modos de ruínas dos mesmos.

Em 1998, 1999, 2000 e 2001, Suzuki et al. realizaram ensaios em blocos sobre quatro estacas com o objetivo de avaliar o padrão de fissuração, o comportamento e a influência da disposição e ancoragem das armaduras dos tirantes principais.

Santos (2013) propôs um modelo biela-tirante para dimensionamento de blocos de concreto armado, em princípio semelhante ao método de Blevot e Frémy (1967), porém, com modificações na formulação do nó superior e dimensões das bielas, coerentes com a revisão 2014 da NBR 6118.

A motivação para escolha do tema se deve à alta da demanda no país de projetos civis de maior complexidade, que requerem modelos mais refinados para dimensionamento seguro dos elementos estruturais e sobretudo à necessidade do meio técnico de um esclarecimento sobre as diferenças entre o modelo de Blevot e Frémy (1967) e o de Santos (2013) e suas aplicações. Vale lembrar também da importância e responsabilidade que os blocos de fundação possuem nas estruturas de concreto armado. Pela complexidade destas descontinuidades, não se conhece claramente o comportamento das bielas comprimidas no estado limite último, além do mais, as divergências existentes em modelos analíticos e normas ressaltam a importância deste estudo.

1.1 Objetivos

Esta dissertação tem por objetivo o estudo comparativo entre os modelos de cálculo para blocos de fundação propostos por Blevot (1967), Fusco (1995) e Santos (2013), todos baseados no Método das Bielas e Tirantes. Os modelos serão confrontados entre si e com os resultados experimentais de Blevot (1967), Mautoni (1971), Clarke (1973), Miguel (2000) e Suzuki et al. (1998 / 1999 / 2000 / 2001) de modo que seja possível determinar os parâmetros estatísticos dos desvios desses modelos em relação aos ensaios.

1.2 Organização da dissertação

O texto desta dissertação possui 7 capítulos, considerando o introdutório, conforme descrito a seguir:

Capítulo 1 – Introdução;

Capítulo 2 – Método das bielas e tirantes (este capítulo descreve um breve histórico e introduz os conceitos fundamentais do método;

Capítulo 3 – Confiabilidade do modelo teórico (apresentação de conceitos fundamentais);

Capítulo 4 - Modelos de Previsão da Capacidade Resistente Última (apresentação dos modelos de cálculo propostos);

Capítulo 5 - Dados experimentais sobre a resistência dos blocos de fundação (apresentação dos dados e resultados dos ensaios);

Capítulo 6 – Análise dos resultados (neste tópico, serão comparados os resultados experimentais dos ensaios realizados com os modelos biela tirante propostos para blocos sobre duas, três e quatro estacas);

Capítulo 7 – Considerações finais (apresentação das conclusões e sugestões para trabalhos futuros).

2 Método das Bielas e Tirantes

2.1 Histórico

A ideia de utilização de modelos biela-tirantes se baseou inicialmente no trabalho realizado pelo engenheiro alemão Wilhelm Ritter em 1899. O autor desenvolveu a teoria em que o mecanismo resistente das vigas de concreto armado fissuradas pudesse ser análogo ao de uma treliça (Figura 2.1) onde os montantes tracionados podem ser colocados na vertical e as diagonais comprimidas podem ser posicionadas em ângulos de 45° . Além disso, o pesquisador observou que as tensões no concreto e no aço podem ser calculadas com base na hipótese de Bernoulli-Navier, mas, devido ao comportamento não linear do concreto, as tensões na zona comprimida não podem ser distribuídas de maneira linear.

Figura 2.1: Analogia de treliça para viga de concreto armado.

Fonte: Ritter (1899)

Devido a questões estáticas, Ritter (1899) concluiu ser mais apropriado utilizar estribos inclinados a 45° , de modo que os mesmos ficassem perpendiculares às direções de abertura de fissuras. No entanto, por questões de execução, o autor avaliou ser mais recomendável dispor os estribos perpendicularmente ao eixo da viga.

Emil Mörsch, no início do século XX, aperfeiçoou os trabalhos de Ritter (1899) na determinação do mecanismo resistente de vigas em concreto armado à ação da força cortante.

Mörsch apresentou ensaios em vigas com seção transversal “T” em concreto armado com armação longitudinal posicionada apenas na face inferior, submetendo-as a ruptura (Figura 2.2).

Figura 2.2: Fissuras de ruptura nas proximidades dos apoios de uma viga seção “T” com barras retas.

Fonte: Mörsch (1910).

As vigas ensaiadas continham estribos apenas em metade do comprimento das mesmas. A Figura 2.3 revela a situação, pós ruptura, de ambos os lados de uma das vigas ensaiadas.

Figura 2.3: Viga de concreto armado após o colapso: (a) lado sem estribos, (b) lado com estribos.

Fonte: Adaptado de Mörsch (1910)

Os resultados apontaram que a ruptura da viga não ocorreu por tração na seção central (visto que possuía armação suficiente para resistir às tensões de tração devido ao momento fletor), mas por fissuras inclinadas localizadas próximas aos apoios. Mörsch, com base na hipótese de material homogêneo para o concreto, idealizou o fluxo das tensões principais nas vigas ensaiadas (conforme Figura 2.4) e concluiu que, devido à baixa resistência à tração do concreto (da ordem de 10% da respectiva resistência a compressão), a ruptura das vigas ocorre devido à ação da tensão principal de tração (inclinada na proximidade do apoio).

Figura 2.4: Trajetórias das tensões em vigas seção “T” homogêneas.

Fonte: Mörsch (1910).

Uma vez que o carregamento foi igualmente distribuído ao longo da viga, o pesquisador concluiu que os estribos, atuam como parte do mecanismo resistente para equilíbrio das forças externas (Figura 2.5), análogo a uma treliça de banzos paralelos, onde a força D atua como compressão no concreto e Z como tração na armadura.

Figura 2.5: Mecanismo resistente das vigas de concreto armado com a presença de estribos.

Fonte: Mörsch (1910).

As tensões de tração diagonais na viga são reduzidas devido a presença de estribos e as fissuras correspondentes ocorrem apenas quando submetidas a tensões mais elevadas. Além disso, a componente vertical das forças diagonais de compressão nas bielas, que tendem a pressionar as barras no banzo inferior “para baixo”, se equilibram com as forças de tração resistidas pelos estribos. Desse modo, os estribos neutralizam a ruptura por tração diagonal ao longo de uma distância considerável perto da extremidade da viga.

Vale destacar que esta analogia clássica de treliça aplicada às vigas de concreto armado continua sendo utilizada como método de dimensionamento atualmente. Apesar de pesquisas posteriores sugerirem pequenas alterações (com o

intuito de “adequar” o modelo original perante os resultados experimentais posteriormente realizados), seu aspecto geral foi mantido. Tais resultados levaram à adoção da “Treliça de Mörsch Generalizada”, em que a inclinação das bielas comprimidas em relação ao eixo da viga varia de acordo com o comportamento observado nos ensaios (o modelo adotado por Mörsch considerava inclinações das bielas de 45° constantemente ao longo da viga).

Não houve desenvolvimento significativo no tema até a década de 70, quando o método foi aplicado em elementos submetidos a combinação de força cortante e momento torsor, com o intuito de ampliar os conceitos de analogia de treliça para a torção e adequá-los aos resultados experimentais realizados por pesquisadores como Leonhardt, Rüschi e Kupfer.

Na década de 80, diversos pesquisadores como Marti (1985), Schlaich et al. (1987), Cook e Mitchell (1988) e Macgregor (1988) apresentaram uma abordagem mais sofisticada para o método biela-tirante.

Marti (1985), baseado na teoria da plasticidade e utilizando composições de bielas distintas com arcos, propôs a aplicação dos modelos biela-tirante para o dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais de vigas.

Em 1987, Schlaich et al. apresentaram uma proposta de generalizar a analogia de treliça de Mörsch de maneira a aplicá-la a outros elementos estruturais de concreto armado, como vigas-parede, consolos, sapatas, blocos de fundação, furos em vigas e nós de pórtico. A publicação *“Toward a Consistent Design of Structural Concrete”* contém um conjunto de regras e procedimentos para utilização da analogia de treliça (ou método biela-tirante) no dimensionamento dos elementos estruturais citados.

Por meio de comparação com resultados experimentais, Cook e Mitchell (1988) apresentaram uma abordagem baseada no método das bielas e tirantes para o dimensionamento de vigas-parede, consolos e vigas com descontinuidades geométricas.

Macgregor (1988) apresentou exemplos de aplicação do método a alguns tipos de vigas-parede, ligações viga-pilar e outras regiões descontínuas.

Considerável parte das normas na atualidade permite a aplicação do modelo de bielas e tirantes. A norma Canadense foi uma das pioneiras a adotar este método (desde 1984) como alternativa ao dimensionamento à força cortante em regiões com descontinuidades geométricas e estáticas. Em 1990, o código do CEB-FIP adotou este modelo e incluiu parâmetros para valores de resistências das bielas e regiões nodais. O mesmo ocorreu com o ACI-318 e o Eurocode 2 em 2002 e 2004, respectivamente.

No Brasil, a NBR 6118:2003 permitiu a aplicação do método biela-tirante no dimensionamento de elementos especiais em concreto armado e, em 2014, sua revisão aperfeiçoou os conceitos relacionados ao método.

2.2 Fundamentos do modelo

O método das bielas e tirantes se baseia na idealização do campo de tensões atuante em um elemento de concreto armado por meio de uma treliça (Figura 2.6).

Figura 2.6: Representação esquemática da treliça.

Fonte: Schlaich et al. (1987).

As barras comprimidas (linhas tracejadas da treliça), denominadas bielas, representam o fluxo de tensões de compressão atuantes na massa de concreto. As barras tracionadas (linhas contínuas), ou tirantes, são resistidas (na maioria dos casos) pelas armaduras imergidas no concreto. Os nós simulam mudanças significativas na direção das forças, sejam estas causadas pela intersecção das bielas com as forças dos tirantes, forças concentradas externas, reações de apoio, ou outras bielas.

As bielas e os tirantes devem ser dispostos de tal maneira que seus eixos cruzem as linhas de ação das ações externas nos nós, garantindo equilíbrio. Essa exigência pode limitar, em algumas situações, as dimensões das bielas.

O modelo biela-tirante é baseado no teorema estático da teoria da plasticidade (também denominado de teorema do limite inferior): Um campo de tensões é assumido em equilíbrio com o carregamento externo e respeitando os critérios de plasticidade em todos os pontos da estrutura. Sendo assim e, assumindo-se que a estrutura tenha ductilidade suficiente para satisfazer a redistribuição de forças necessária, o carregamento de ruína assim obtido terá magnitude inferior à capacidade de carga real da estrutura. “Em outras palavras a estrutura sempre encontrará um caminho igual ou mais eficiente para conduzir o carregamento até os apoios” (CHANTELOT e MATHERN, 2010, p.45).

Segundo Schlaich et al. (1987), em regiões submetidas a tensões elevadas essa necessidade de ductilidade é satisfeita a partir da utilização de um modelo biela-tirante com direção e dimensões compatíveis com os esforços provenientes de uma análise estrutural baseada na teoria da elasticidade. Nos demais casos, a direção das bielas e tirantes pode desviar consideravelmente da obtida em regime elástico sem exceder a ductilidade da estrutura e assim os tirantes, e consequentemente as armaduras, podem ser dispostos conforme regras práticas (facilitando-se, por exemplo, o posicionamento das armaduras no elemento estrutural). A estrutura se adaptará ao sistema estrutural assumido.

Obviamente, em qualquer uma das situações anteriores, o dimensionamento e verificação de segurança devem ser realizados no modelo adotado.

Esse método de orientar as bielas e tirantes a partir dos fluxos de tensão baseados na teoria da elasticidade negligencia uma possível capacidade última que

poderia ser considerada a partir da teoria da plasticidade. Por outro lado, além de garantir a redistribuição de esforços em regime plástico, possui a vantagem de empregar um modelo aceitável para ambos os estados limites (último e de serviço). Tais considerações se mostram relevantes no caso dos blocos de fundação, pois são elementos de concreto armado com baixa capacidade de redistribuição plástica.

2.3 Regiões B e D

De acordo com a classificação adotada por Schlaich et al. (1987), as regiões que apresentam distribuição linear de deformações ao longo da seção transversal e as tensões correspondentes são facilmente derivadas dos esforços solicitantes (hipóteses de Bernoulli são aplicáveis), denominam-se regiões B. As regiões onde tais hipóteses não permanecem válidas (distribuição de deformações é significativamente não-linear), são denominadas descontínuas (regiões D).

A Figura 2.7 ilustra o caminhamento das tensões e a subdivisão das regiões B e D em um elemento estrutural. Vale notar que a trajetória das tensões na região B se comporta de maneira mais suave quando comparada com as regiões D adjacentes.

Figura 2.7: Trajetórias de tensões em regiões B e D.

Fonte: Schlaich et al. (1987).

A subdivisão de um elemento estrutural em regiões B e D podem ser realizadas com base no princípio de Saint-Venant, o qual afirma que a substituição de um carregamento aplicado em uma parte da estrutura por um estaticamente

equivalente produz mudanças substanciais nas tensões locais, porém este efeito é desprezível para tensões localizadas em pontos suficientemente distantes da aplicação do carregamento, devido a regularização das tensões. Essa zona de regularização pode ser adotada (de maneira aproximada) com comprimento da mesma ordem de grandeza de uma das dimensões da seção transversal do elemento analisado.

Vale lembrar que elementos fissurados de concreto possuem diferentes rigidezes para direções distintas, esse fato pode influenciar na extensão das regiões D. Entretanto, o princípio de Saint-Venant é aproximado e as subdivisões de regiões B e D servem simplesmente como auxílio no desenvolvimento dos modelos de bielas e tirantes (a utilização de método biela-tirante permite um tratamento unificado no projeto de regiões B e D, vale lembrar que o modelo de treliça de Mörsch é considerado um caso particular do modelo de bielas e tirantes).

Figura 2.8: Regiões D (áreas hachuradas) com distribuição não-linear de deformações (a) descontinuidades geométricas; (b) descontinuidades geométricas e/ou estáticas.

Fonte: Schlaich et al. (1987).

A Figura 2.8 ilustra alguns exemplos de regiões D, as quais podem ser provenientes de descontinuidades estáticas (ações concentradas e reações), de descontinuidades geométricas (aberturas em vigas, nós de pórticos, mudanças de seção) ou pela combinação de ambas. É importante ressaltar que os blocos de fundação são elementos descontínuos e se enquadram na categoria das regiões D.

2.4 Modelo baseado no método dos elementos finitos para obtenção da solução elástica

Uma forma de determinação de modelo biela-tirante, principalmente em elementos estruturais mais complexos, consiste na simulação da região analisada a partir de um modelo numérico em elementos finitos como meio de determinação das tensões principais em regime elástico. Este método, proposto por Schlaich et al. em 1987, tem o intuito de auxiliar o engenheiro no entendimento do fluxo das tensões no elemento estrutural analisado.

As direções das bielas podem ser definidas de acordo com a direção das tensões principais de compressão enquanto as possíveis posições dos tirantes são definidas pelas tensões principais de tração. A Figura 2.9 ilustra um exemplo de modelo biela-tirante construído a partir das tensões principais determinadas por um modelo em elementos finitos.

Figura 2.9: Modelo biela-tirante (b) obtido a partir da análise das tensões principais em de um modelo em elementos finitos (a).

Fonte: Adaptado de Muttoni et al. (2016)

Vale lembrar que para elaboração da treliça análoga, este método se assemelha ao processo do caminho de cargas, e possui a praticidade da obtenção das tensões principais pelo auxílio de um software de elementos finitos. Por outro lado, isso não invalida a necessidade de experiência do engenheiro, pois é necessário entendimento prévio do comportamento da estrutura e experiência para manusear uma ferramenta de elementos finitos de modo a evitar erros grosseiros.

2.5 Confirmação e eventual ajuste do modelo baseados no padrão de fissuração

A definição do modelo resistente através da análise do padrão de fissuração se baseia no fato de as tensões principais máximas e mínimas serem ortogonais entre si, desta forma pode-se inferir o fluxo das tensões a partir da observação das fissuras formadas.

Na Figura 2.10 consta uma aplicação deste método a partir de ensaios experimentais:

Figura 2.10: Método biela-tirante obtido a partir da análise do padrão de fissuração.

Fonte: Schlaich, Schäfer (1991).

A fissuração ocorre na direção da tensão de tração ao passo que a tensão de compressão caminha paralelamente às fissuras. Como regra geral, conclui-se que os tirantes devem ser posicionados perpendicularmente as fissuras enquanto as bielas permanecem paralelas a estas, podendo inclusive estar ativas entre fissuras.

O inconveniente deste método decorre da necessidade de resultados experimentais para elaboração da treliça análoga, contudo o padrão de fissuração pode ser inferido a partir da análise da deformada da estrutura e da experiência do engenheiro.

2.6 Definição da geometria da treliça análoga

O processo de modelagem fornece ao projetista diversos modelos possíveis para uma mesma estrutura, pois o método biela-tirante consiste em uma solução apenas estaticamente admissível, só respeitando a compatibilidade das deformações às custas de pequenas adaptações plásticas, que devem ser admissíveis, de forma que seja respeitado o Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade. Treliças muito fora do comportamento natural do concreto armado podem exigir adaptação plástica que ele não suporta, podendo assim não ser aplicáveis.

Entretanto, com o intuito de eliminar possíveis modelos inadequados em estruturas de concreto armado, Schlaich et al. (1987) afirmam:

“Percebe-se que as ações tentam utilizar o caminho de mínimas forças e deformações. Como os tirantes das armaduras são muito mais deformáveis que as bielas de concreto, o modelo com tirantes mais curtos é o melhor”. (SCHLAICH et al. ,1987, p. 95).

Esse critério pode ser formulado matematicamente, através do Princípio da Energia de Deformação Mínima para comportamento elástico-linear de bielas e tirantes, conforme exposto a seguir:

$$\sum F_l l_i \varepsilon_{mi} = \text{mínimo}$$

Onde F_l, l_i e ε_{mi} são respectivamente a força atuante, o comprimento e a deformação específica média do i –ésimo elemento da treliça. Vale lembrar que a contribuição das bielas pode ser omitida visto que suas deformações são usualmente inferiores às apresentadas pelos tirantes.

Figura 2.11: O modelo mais apropriado (a) possui tirantes mais curtos do que o modelo menos adequado (b).

Fonte: Schlaich et al. (1987).

A Figura 2.11 exemplifica duas soluções para a viga parede, entretanto o modelo mais adequado para este elemento estrutural possui os tirantes mais curtos (Figura 2.11-a), enquanto que no segundo modelo (Figura 2.11-b) o comprimento total dos tirantes é maior.

2.7 Inclinação das bielas

De acordo com Schlaich e Schäfer (1991), durante a construção de um modelo de treliça análoga deve-se atentar para a inclinação θ entre as bielas e os tirantes, em particular nos elementos submetidos a tensões elevadas.

Fusco (1994) afirma que, no caso de a abertura das tensões de compressão não ficar determinada pelas condições de contorno do elemento estrutural analisado, o ângulo θ de inclinação das bielas em relação ao eixo dos tirantes deverá ficar limitado pelo intervalo:

$$\arctg 0,57 \leq \theta \leq \arctg 2 \rightarrow 30^\circ \leq \theta \leq 63,4^\circ \quad (2.1)$$

No caso contrário, onde é possível se determinar a inclinação das bielas a partir das condições de contorno, embora as bielas diretas possam se formar com inclinações da ordem de $\arctg 1/3$ ($18,43^\circ$), isto deve ser evitado, pois estas inclinações são obtidas ao custo de intensa fissuração da peça e incompatibilidade de deformações entre trechos adjacentes. A NBR 6118:2014 se baseia nas recomendações de Fusco (1994) na determinação destes limites.

2.8 Dimensionamento dos componentes

Estabelecida a treliça análoga apropriada, os diferentes componentes (bielas, tirantes e nós) devem ser dimensionados, conforme critérios apresentados a seguir:

2.8.1 Tirantes

Os tirantes são constituídos pelas barras de aço ativas ou passivas. A formulação geral para a resistência do tirante é dada por:

$$R_{st,d} = A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot \Delta f_p \quad (2.2)$$

Onde:

- $R_{st,d}$: Força de cálculo atuante no tirante;
- f_{yd} : Tensão de cálculo de escoamento do aço da armadura passiva;
- A_s : Área da seção transversal da armadura passiva;
- Δf_p : Tensão resistente residual da armadura ativa;
- A_p : Área da seção transversal da armadura ativa;

Para representação dos esforços provenientes da protensão, pode ser utilizada a substituição por um conjunto de esforços equivalentes externos. Desta forma, ao computar-se a tensão resistente de uma armadura pré-tracionada, deve ser

considerada apenas a diferença Δf_p entre a tensão resistente última e a tensão pré-introduzida.

2.8.1.1 Ancoragem das armaduras

O funcionamento dos mecanismos de capacidade resistente do concreto armado depende essencialmente da solidariedade entre os materiais componentes concreto e o aço, de maneira que não haja escorregamento relativo entre as armaduras e o concreto que as envolve. A solidariedade é garantida por meio da aderência entre os dois materiais, que por sua vez é composta por três parcelas:

- Aderência por adesão: resistência à separação dos dois materiais, em virtude das ligações físico-químicas que se estabelecem na interface dos dois materiais.

Figura 2.12: Aderência por adesão.

Fonte: Fusco (1994).

- Aderência por atrito: no ensaio de arrancamento, o acréscimo de aderência se deve a força de atrito existente entre os dois materiais. Essa força depende do coeficiente de atrito entre os mesmos (rugosidade superficial da barra) e da pressão transversal exercida pelo concreto envolvente.

Figura 2.13: Aderência por atrito.

Fonte: Fusco (1994).

- Aderência mecânica: decorrente da presença de saliências na superfície da barra.

Figura 2.14: Ancoragem mecânica.

Fonte: Leonhardt e Mönning (1978).

Tais saliências funcionam como elementos de apoio, mobilizando bielas de compressão inclinadas no concreto, que por sua vez provocam tração na direção transversal às barras (fendilhamento). Vale ressaltar que as barras de alta aderência possuem as saliências intencionalmente, de modo que a aderência seja baseada essencialmente pela parcela mecânica, resultante das saliências.

No ensaio de arrancamento, a força aplicada na barra é transferida ao concreto por meio da tensão de aderência ao longo do denominado comprimento de ancoragem das armaduras.

Figura 2.15: Diagrama das tensões de aderência.

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978).

Vale notar que a tensão nominal de aderência f_b não permanece constante ao longo do comprimento da barra imersa no concreto. Contudo, para a determinação do comprimento básico de ancoragem reta l_{b0} , esse valor pode ser admitido constante e igual ao seu valor de cálculo f_{bd} (Figura 2.16). A tensão de aderência é função da resistência à tração do concreto armado, que por sua vez, pode ser expressa segundo a respectiva resistência à compressão.

$$f_{bd} = (0,7 f_{cd}^{2/3}) k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \quad (2.3)$$

Onde k_1 , k_2 e k_3 são coeficientes que dependem do tipo de barra, região onde ocorra a aderência e diâmetro da barra, respectivamente. Estes coeficientes possuem os seguintes valores:

$$\begin{aligned}
 - k_1(\text{tipo de barra}) &= \begin{cases} \frac{1}{2,25}: \text{barras lisas} \\ \frac{1}{1,4}: \text{barras indentadas} \\ 1,0: \text{barras nervuradas} \end{cases} \\
 - k_2(\text{zona de aderência}) &= \begin{cases} 1,0: \text{zona de boa aderência} \\ 0,7: \text{zona de má aderência} \end{cases} \\
 - k_3(\text{diâmetro da barra}) &= \begin{cases} 1,0: \text{para } \varnothing \leq 32\text{mm} \\ \frac{132-\varnothing}{100}: \text{para } \varnothing > 32\text{mm} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Com relação às zonas de aderência, Fusco (1994) afirma que a necessidade de diferenciação em zonas de boa e má aderência decorre da existência de diferentes fenômenos que se processam antes e durante a pega do concreto. Considera-se que a sedimentação do cimento que ocorre antes do início da pega, bem como a exudação do excesso de água de amassamento e o abatimento da massa de concreto tornem a camada superior de concreto menos resistente à ancoragem das barras.

Podem ser consideradas como ancoradas em zonas de boa aderência, aquelas inclinadas de 45° a 90° em relação à horizontal, bem como aquelas barras menos inclinadas, ou mesmo horizontais, desde que estejam situadas na metade inferior da seção da peça ou a uma distância de pelo menos 30cm da face superior ou de uma junta horizontal de concretagem. As barras que não satisfaçam às exigências anteriormente descritas, são consideradas como ancoradas em zonas de má aderência.

A formulação dos problemas de aderência e de ancoragem é feita considerando-se o método dos estados limites (conforme item 3.2.1). Desta forma, realizando-se o equilíbrio de forças do sistema ilustrado na Figura 2.16, se obtém a seguinte relação:

$$1,05 f_{yk} A_s = f_{bd} u l_{b0} \quad (2.4)$$

Onde:

- f_{yk} : Tensão característica de escoamento do aço;
- $A_s = \pi \frac{\phi^2}{4}$: Área da seção transversal da armadura passiva;
- $u = \pi \phi$: perímetro da seção transversal da barra;
- ϕ : Diâmetro da barra.

Figura 2.16: Comprimento básico de ancoragem reta.

Fonte: Fusco (1994).

De acordo com Fusco (1994) no caso da ancoragem, a solidariedade entre os materiais deve ficar assegurada mesmo que haja fenômenos de acomodação plástica da estrutura (ao contrário da expectativa de se minorar as resistências para os respectivos valores de cálculo) com o escoamento das armaduras ocorrendo com tensões iguais à resistência característica superior do aço (valor sugerido pelo autor: $1,05 f_{yk}$).

Desta forma, o comprimento básico de ancoragem se dá por:

$$l_{b0} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{1,05 f_{yk}}{f_{bd}} \quad (2.5)$$

Por outro lado, o comprimento de ancoragem efetivo $l_{b,ef}$ pode ser reduzido em relação a l_{b0} , desde que seja respeitado um comprimento mínimo de ancoragem $l_{b,min}$. Essa redução se deve aos seguintes fatores:

- Existência de quantidade efetiva de armadura $A_{s,ef}$ superior à necessária

$A_{s,calc}$:

- Influência de compressão transversal;
- Presença de ganchos junto à extremidade das barras.

Desta forma, o comprimento de ancoragem efetivo é determinado através da seguinte relação:

$$l_{b,ef} = \alpha_r l_{b0} \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (2.6)$$

Onde:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ 10 \phi, \text{ no caso de barras tracionadas;} \\ 0,3 l_{b0} \end{cases}$$

- α_r : coeficiente de redução do comprimento de ancoragem.

Os valores de α_r são determinados a partir das considerações apresentadas na Figura 2.17.

Figura 2.17: Comprimentos reduzidos de ancoragem.

Fonte: Fusco (1994).

Com relação aos ganchos nas extremidades das barras (Figura 2.18), quando se dobra a extremidade da barra em gancho fechado ou aberto, o valor do comprimento de ancoragem necessário diminui.

Figura 2.18: Ancoragem Curvas.

Fonte: Fusco (1994).

Isso se deve ao fato de que nas ancoragens curvas, além da transmissão ser feita por solicitações tangenciais, também são mobilizadas solicitações normais, que transmitem por compressão ao concreto parte da força a ser ancorada. Além disso, estas também aumentam a capacidade de ancoragem por atrito ao longo dos trechos curvos onde são mobilizadas as tensões normais.

2.8.2 Bielas

Enquanto os tirantes são essencialmente unidimensionais, as bielas correspondem a campos de tensão de compressão com tendência de difusão entre nós adjacentes. Essa difusão pode resultar (em alguns casos) em esforços de tração transversal significativos e em tensões de compressão elevadas nas proximidades dos nós.

De acordo com Schlaich et al. (1987), todas as formas possíveis em que um campo de tensões de compressão se distribui ao longo de um elemento estrutural podem ser idealizadas por três tipos de bielas:

- Biela radial (Figura 2.19-a);
- Biela em forma de garrafa (Figura 2.19-b);

- Biela prismática (Figura 2.19-c).

Figura 2.19: Diferentes configurações de bielas.

Fonte: Schlaich et al. (1987).

A biela em formato radial (fan-shaped strut) consiste na idealização de um campo de tensões com curvatura desprezível, esse tipo de distribuição pode ser encontrado em regiões D submetidas a forças introduzidas e propagadas de maneira suave.

Caso exista espaço suficiente para que a biela seja difundida entre dois nós, a biela terá uma distribuição de tensões em forma de “garrafa” (Bottle-shape strut). A difusão destas tensões provoca trações transversais, as quais combinadas com a compressão longitudinal, podem provocar fissuras longitudinais, devido à insignificante resistência à tração do concreto, ocasionando a ruptura prematura do elemento estrutural. Desta forma, o campo de tensões transversais deve ser reforçado com armadura adequada.

O modelo de biela prismática (prismatic strut) consiste em um caso especial das bielas mencionadas anteriormente, onde o fluxo de tensões percorre de forma constante o elemento estrutural, como por exemplo nos banzos comprimidos das vigas. Esta biela é utilizada com mais frequência em regiões contínuas.

2.8.3 Regiões nodais

Os nós são regiões onde as forças sofrem desvios ao longo de um determinado comprimento. Schlaich e Schäfer (1991) os classificam em duas categorias, nós singulares e contínuos.

Nós contínuos são aqueles em que o desvio de forças ocorre em comprimentos razoáveis. Essas regiões não são usualmente críticas, desde que seja providenciada uma ancoragem adequada da armadura e garantido que toda a região nodal seja armada. O nó 1 da Figura 2.20 representa um exemplo de nó contínuo.

Figura 2.20: Nós contínuos 1 e nós singulares 2; (a) Modelo biela-tirante, (b) e (c) campo de tensões e regiões nodais.

Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

Por outro lado, os nós singulares (nó 2 da Figura 2.20) são regiões submetidas a forças concentradas e desvios abruptos no campo de tensões. Esses nós, originados de ações concentradas, reações de apoio e forças concentradas introduzidas pela armadura (placas de ancoragem), são críticos e necessitam de maior atenção quanto ao equilíbrio das bielas e tirantes, para evitar deformações excessivas. Nós singulares também podem ocorrer em concentrações de tensões causadas por descontinuidades geométricas.

Schlaich et al. (1987) classificam os nós quanto a combinação de bielas e tirantes incidentes, como regra geral os nós podem ser divididos em quatro tipos:

- Nós submetidos apenas a forças de compressão (CCC);

- Nós com ancoragem de apenas um tirante (CCT);
- Nós com barras dobradas (CTT);
- Nós com tirantes em direções ortogonais (TTT).

Onde C e T representam respectivamente a incidência de esforços de compressão e tração nos nós.

Os nós CCC, também denominados de nós pseudo hidrostáticos (no estado plano), ocorrem em trechos de forças concentradas, apoios intermediários de vigas, apoios de cabos protendidos e em vértices reentrantes comprimidos (ver Figura 2.21).

Figura 2.21: Exemplos de nós CCC.

Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

Os nós CCT (Figura 2.22) são caracterizados pela intersecção de um tirante e duas bielas comprimidas no mínimo. Este tipo de nó ocorre por exemplo em apoios extremos de vigas e junto a forças aplicadas em consolos.

Figura 2.22: Exemplo de nó CCT.

Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

Os nós CTT são caracterizados pela intersecção de uma escora e dois tirantes. Esse tipo de nó deve ser estudado com prudência, uma vez que fissuras de grande abertura podem potencialmente se desenvolver e assim reduzir a resistência das bielas (razão pela qual se recomenda disponibilizar armadura para controle de fissuração na região nodal). Este tipo de nó ocorre, por exemplo, em extremidades e vértices de elementos (Figura 2.23).

Figura 2.23: Exemplo de nó CTT.

Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

O último caso possível ocorre em regiões nodais constituídas exclusivamente por tirantes (nós TTT). Deve-se evitar este tipo de nó por se tratar de uma zona fortemente deformável (aberturas de fissuras importantes), a utilização de protensão pode ser uma alternativa de se evitar este tipo de nó. Contudo, nos casos onde este tipo de nó não pode ser evitado, deve-se dar atenção especial à zona de ancoragem das armaduras.

2.8.4 Capacidade resistente dos nós e bielas

A verificação de resistência dos nós e bielas se faz a partir da comparação da respectiva tensão principal de compressão com a resistência efetiva do concreto, que por sua vez, depende significativamente do estado multiaxial de tensões e de distúrbios causados por deformações transversais impostas (possibilidade de fissuração), sem contar que a capacidade de deformação do concreto é limitada e, conseqüentemente, sua ruptura é frágil. Desta maneira, a verificação da capacidade resistente é efetuada levando-se em consideração a resistência plástica efetiva do concreto a partir da seguinte inequação:

$$\sigma_{cd} \leq f_{cd,ef} = \frac{k_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.7)$$

Onde σ_{cd} corresponde à tensão de compressão atuante (proveniente da tensão principal de compressão), $f_{cd,ef}$ é o valor de cálculo da resistência plástica efetiva do concreto deformado na transversal, f_{ck} é o valor característico da resistência uniaxial do concreto, k_c corresponde ao fator de redução que leva em conta o estado de deformação transversal do concreto e γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

A importância da deformação transversal imposta ao concreto é ilustrada na Figura 2.24, onde são avaliadas as curvas de tensão x deformação de dois corpos de prova, com e sem deformações transversais impostas. No caso sem deformação transversal imposta (por exemplo, ensaio de corpos de prova cilíndricos), a curva tensão x deformação apresenta a diminuição de resistência devido ao efeito Poisson (dilatação transversal à compressão). Em seguida, a partir de uma tensão de aproximadamente $0,8f_c$, a deformação aumenta mais intensamente devido à formação de microfissuras paralelas à tensão de compressão, de maneira que a curva sofre um abrandamento até atingir a resistência máxima ($k_c f_c$) devido à ocorrência das microfissuras (a diminuição da resistência se deve essencialmente à degradação provocada pelas fissuras).

Figura 2.24: Influência das deformações transversais na resistência à compressão do concreto.

Fonte: Muttoni et al. (2016).

Portanto, se uma deformação transversal é imposta a um elemento de concreto desde o início do carregamento (curva tracejada da Figura 2.24), a resistência à compressão diminui de maneira análoga ao que ocorre no caso do concreto com compressão uniaxial na fase de abrandamento.

Desta forma, o cálculo de k_c necessita do conhecimento do valor da deformação transversal à tensão principal de compressão. Contudo, quando não é possível a determinação destas deformações, o valor de k_c pode ser empregado de maneira aproximada. Levando-se em consideração o tipo de sollicitação e o ângulo entre as armaduras e a direção principal do campo de compressão.

Os autores e normas estudados diferem quanto aos valores de resistência, neste trabalho (modelo proposto por Santos em 2013, ver item 3.4) serão utilizados os parâmetros estabelecidos pela NBR 6118:2014:

- $f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$ (bielas prismáticas ou nós CCC);
- $f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd}$ (bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT / TTT);
- $f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT);

Com:

f_{cd1} : Tensão resistente máxima em bielas com compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e nós onde se encontram somente bielas;

f_{cd2} : Tensão resistente máxima em bielas com tração e nós onde se encontram dois ou mais tirantes;

f_{cd3} : Tensão resistente máxima em nós com somente um tirante;

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto;

γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$: Coeficiente de efetividade do concreto.

Vale lembrar que o coeficiente de modificação $k_{mod} = 0,85$ que contempla os efeitos da permanência do carregamento no elemento estrutural (conforme discutido no item 3.2.4 deste trabalho), se encontra implícito nos limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

É importante ressaltar que o limite f_{cd1} não considera o efeito do confinamento de nós submetidos a estado multiaxial de compressão em modelos biela-tirante tridimensionais. Nestes casos Muttoni et al. (2016) recomendam a utilização do seguinte valor para resistência dos nós confinados:

$$f_{cd,lim} = f_{cd} + 4 \sigma_{trans} \quad (2.8)$$

Onde σ_{trans} representa a tensão de compressão que atua transversalmente, confinando o nó analisado.

Contudo, a fim de se obter um limite do aumento de tensão devido ao efeito do confinamento, é recomendável limitar-se a tensão na região nodal conforme o recomendado Fusco (1994) (assim como prescrito na NBR6118:2014) para regiões de introdução de cargas. Sendo assim, reescrevendo-se a (2.8) se obtém:

$$f_{cd,lim} = f_{cd} + 4 \sigma_{trans} \leq 3,3 f_{cd} \quad (2.9)$$

3 Confiabilidade do modelo teórico

3.1 Segurança estrutural

A noção intuitiva de segurança está associada à ideia de sobrevivência aos riscos inerentes à utilização de um determinado sistema material, no caso das construções essa noção de segurança é atrelada à ocupação dos usuários. De acordo com Schneider (1997), a sociedade espera que os ocupantes de construções estejam seguros, de modo que a ruína em estruturas ocorra em casos extremamente raros.

Uma estrutura pode ser considerada segura quando existe uma certa garantia de que, durante sua vida útil, não serão atingidos estados de desempenho patológico. Desta forma um dos principais objetivos do cálculo estrutural consiste em assegurar o desempenho satisfatório (do ponto de vista da segurança e funcionalidade) das estruturas com o máximo de economia possível.

No entanto, atingir este objetivo não é um problema simples, particularmente pelos diversos tipos de sistemas estruturais existentes, que podem falhar ao desempenhar suas funções para os quais foram projetados. A segurança estrutural é probabilística, existe sempre uma possibilidade não nula do evento de falha. Contudo, esta possibilidade pode ser controlada, limitando-a a probabilidades aceitáveis.

De modo geral, um sistema material é confiável quando existe uma garantia razoável de sua permanência em condições normais de utilização (desempenho em serviço). Entretanto, quando um sistema material é uma estrutura, apenas a garantia de permanência em serviço não é suficiente para determinação da segurança, pois a ruína de uma estrutura envolve, em princípio, o risco a danos pessoais. Sendo assim, o respeito pela vida humana exige que o conceito da segurança estrutural seja mais amplo, não se limitando apenas a impor restrições ao desempenho satisfatório, mas também a certos estados de desempenho patológico.

A segurança estrutural está associada aos seguintes fatores:

- Confiabilidade: Definida como a probabilidade de um elemento estrutural desempenhar uma função pretendida durante um período de tempo especificado, sob determinadas condições. Para garantia da confiabilidade é necessário que a probabilidade de ruína da estrutura ou elemento estrutural seja suficientemente baixa.

- Ductilidade: Capacidade de adaptação plástica e de “aviso” prévio de possíveis falhas na estrutura. Em princípio, procura-se evitar a ruína catastrófica de um sistema estrutural. De modo geral, os resultados de utilização das estruturas não dependem apenas de decisões humanas, frequentemente a ruína está associada às forças da natureza (contra as quais não há controle operacional possível) ou à deterioração dos materiais. Dessa forma, como é preciso admitir a possibilidade de ruína, as estruturas devem ser projetadas com a consideração de “ruptura segura”, evitando-se os modos de ruptura frágil (não avisada) e aqueles que provoquem o colapso progressivo da estrutura;

- Fidelidade: Tendo em vista evitar-se que reações psicológicas dos usuários das construções levem a situações tais como o pânico coletivo, a estrutura não deve apresentar aparência que cause inquietação aos usuários ou ao público em condições normais de utilização, nem apresentar falsos avisos de alarme que lancem suspeitas sobre sua segurança e, em situações não previstas de utilização ou de manutenção, deve apresentar sinais visíveis de advertência de eventuais estados perigosos;

- Durabilidade: Capacidade da estrutura em manter as três condições anteriores ao longo de sua vida útil, a um custo razoável de manutenção.

O prazo de vida útil de um sistema estrutural é estabelecido em função das características da construção. Embora também haja razões de ordem estrutural, que podem condicionar o prazo de vida útil das construções, este é, em geral, fixado subjetivamente em função de sua possível obsolescência, a qual ocorrerá se a construção não atender mais às novas exigências de utilização. Para edificações correntes de caráter residencial admite-se uma vida útil de 50 anos.

De acordo com Fusco (1976), para que o problema geral de segurança das estruturas possa ser tratado de forma adequada, este é desdobrado em problemas particulares, interligados entre si, cada um deles correspondendo a uma das diferentes fases em que se dividem as atividades de engenharia:

- Planejamento: Especificar as margens de segurança adequadas a cada tipo de construção;
- Projeto: Introduzir no projeto estrutural das construções as margens de segurança especificadas;
- Construção: Dirigir a execução de modo que as construções tenham as margens de segurança previstas;
- Operação: Controlar a utilização e manutenção das construções para que não haja usos indevidos, não previstos no seu projeto, nem uma deterioração prematura de sua estrutura.

Nesta dissertação são discutidos apenas os conceitos envolvendo o problema de segurança na fase de projeto. Vale ressaltar que os projetos estruturais são realizados sob as condições de incertezas existentes em todas as etapas da vida útil da construção e, portanto, é necessário considerá-las na análise estrutural e nos modelos de dimensionamento.

3.2 A evolução dos métodos de verificação de segurança

Desde as primeiras construções havia a preocupação por parte dos construtores de propiciar resistência adequada às estruturas. Enquanto estas eram relativamente pequenas feitas de alvenaria e madeira (sem apresentar desafios técnicos significativos) não havia problemas estruturais, os construtores limitavam-se a replicar obras anteriores cuja resistência estrutural já tivesse sido considerada, por consenso geral, como satisfatória. As obras excepcionais, que ficaram marcadas na história, eram esporádicas e os respectivos desafios estruturais foram solucionados muitas vezes de maneira intuitiva.

Contudo, a partir do século XIX, com o advento do ferro (posteriormente o aço) e do concreto armado como materiais estruturais a serem empregados em construções e, sob o estímulo do desenvolvimento industrial, se consolidou a Mecânica das Estruturas, visto a necessidade em se desenvolver o conhecimento técnico para lidar com elementos estruturais compostos por materiais com capacidade

de serem submetidos a tensões mais elevadas que os disponíveis anteriormente (madeira e alvenaria).

Inicialmente, as estruturas eram consideradas como compostas por elementos resistentes suficientemente simples, de modo que seus esforços pudessem ser determinados analiticamente, admitindo-se um comportamento elástico linear na análise estrutural.

A primeira metodologia empregada no dimensionamento para a determinação da segurança das estruturas foi o método determinístico das tensões admissíveis. Este método é basicamente comparativo, onde a tensão atuante σ_{atu} , proveniente das ações máximas esperadas para o tempo de vida útil da estrutura, não deve exceder o valor da tensão admissível do material σ_{adm} , que por sua vez é determinada pela razão entre e respectiva tensão resistente σ_{res} do material empregado (determinada pelo nível de tensão onde a teoria da elasticidade deixa de ser aplicável, seja por escoamento do material empregado ou por perda de estabilidade do elemento estrutural analisado) e o fator de segurança FS :

$$\sigma_{atu} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{res}}{FS} \quad (3.1)$$

Toda a segurança do problema a ser analisado se encontra associada apenas à capacidade resistente dos elementos estruturais empregados. O fator de segurança FS deve contemplar conjuntamente as incertezas provenientes das ações e resistências dos materiais. Portanto, uma questão essencial para a utilização deste método se concentra na determinação do fator FS .

Como exemplo, a Tabela 3.1 apresenta a evolução das tensões admissíveis σ_{adm} e do fator de segurança FS para o aço estrutural nos Estados Unidos desde o final do século XIX até meados da década de 60:

Tabela 3.1: Evolução das tensões admissíveis e fator de segurança de estruturas de aço no Estados Unidos.

Year	Minimum yield stress, ksi (MPa)	Factor of safety	Allowable stress, ksi (MPa)
1890	28.6 (197)	2.00	14 (97)
1918	27.5 (190)	1.72	16 (110)
1923	33 (228)	1.83	18 (124)
1936	33 (228)	1.65	20 (138)
1963	36 (248)	1.67	22 (152)

Fonte: Blockley (1992).

A partir da análise dos dados nota-se que o limite da tensão admissível σ_{adm} apresentou um aumento de aproximadamente 60% em 73 anos. De acordo com Blockley (1992), este fato se deve tanto à melhora dos processos de produção do aço estrutural, como ao aumento de confiança na etapa de projeto devido à experiência acumulada dos projetistas. Vale ressaltar que, esta redução ocorreu de forma determinística.

O método das tensões admissíveis se mostra atrativo pela facilidade na compreensão, na utilização para dimensionamento e devido ao fato de as tensões serem determinadas em regime elástico linear (válida a superposição de efeitos e facilidade da análise estrutural). Entretanto, fornece pouca informação sobre a capacidade real da estrutura, ou seja, para que a tensão admissível seja suficientemente adequada é necessária uma análise bastante complexa, principalmente no dimensionamento de elementos de significativo comportamento não-linear (caso, por exemplo, do concreto armado).

É importante ressaltar também que o fator de segurança FS empregado é definido de forma determinista, sem a devida análise estatística dos fatores envolvidos no dimensionamento e baseado na experiência do projetista estrutural, o que pode resultar em soluções antieconômicas e, em alguns casos, resultados contrários à segurança. Sem contar que novos materiais estruturais e técnicas de dimensionamento necessitam de um período de tempo suficiente de “tentativas e erros” por parte dos projetistas e dos construtores para a evolução do respectivo fator de segurança FS , assim como evidenciado na Tabela 3.1.

Uma alternativa ao método das tensões admissíveis consiste no método da ruptura, onde as cargas atuantes P_{atu} , majoradas pelo fator de segurança FS , não devem ultrapassar o valor de carregamento de ruptura P_{rup} relacionado à capacidade resistente do elemento estrutural:

$$P_{atu} \cdot FS \leq P_{rup} \quad (3.2)$$

Esse método possui a vantagem de possibilitar a consideração de diferentes incertezas relacionadas às diversas ações atuantes, aplicando-se coeficientes distintos a cada uma destas. Contudo, as incertezas da capacidade resistente dos materiais permanecem embutidas, de forma determinista, no fator de segurança das ações.

A partir dos métodos apresentados anteriormente percebeu-se a possibilidade de combiná-los, aplicando-se coeficientes parciais para os diferentes materiais componentes da estrutura, assim como na ponderação de cada tipo distinto de solicitação. Desta forma, foi introduzido no início do século XX o método dos Estados Limites.

3.2.1 Método dos Estados Limites

Ellingwood et al. (1980) afirmam que no momento em que uma estrutura ou elemento estrutural se torna impróprio para sua finalidade é dito ter atingido um Estado Limite. A condição de segurança é verificada a partir da determinação da capacidade resistente característica R_k da estrutura ou do elemento estrutural analisado, esta capacidade é reduzida (por meio dos coeficientes ponderadores γ_m específicos de cada material componente) por conta da possibilidade da resistência ser inferior à prevista através dos materiais componentes, dimensões adotadas e modelo de cálculo utilizado.

A resistência de cálculo R_d é então comparada com as solicitações de cálculo S_d (solicitações características S_k ponderadas pelos coeficientes de ponderação das ações γ_f) por conta das incertezas dos carregamentos atuantes durante a vida útil da construção. Sendo assim, a condição de dimensionamento é:

$$R_d \geq S_d \quad (3.3)$$

O método dos Estados Limites envolve a identificação e prevenção de todos os modos possíveis pelos quais a estrutura pode falhar, assim como a determinação dos níveis aceitáveis de segurança. Os Estados Limites podem ser classificados em duas categorias:

- Estados Limites de Serviço: Relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à utilização funcional da mesma (seja por usuários, máquinas ou equipamentos). Uma vez que possuem menor risco à vida, a probabilidade de ocorrência é melhor tolerada do que em relação aos Estados Limites Últimos. Para edificações os seguintes estados limites podem ser relevantes:

1. Deformações ou rotações excessivas que afetem a aparência, o uso funcional ou a capacidade de drenagem de construções, além de possíveis danos causados em elementos não estruturais;
2. Dano local excessivo (fissuração) afetando a aparência, o uso ou a durabilidade da estrutura;
3. Vibração excessiva, a qual prejudica o conforto dos ocupantes ou a operação de equipamentos.

- Estados Limites Últimos: Relacionados ao colapso parcial ou total da estrutura. Tais limites devem ter probabilidade de ocorrência limitada uma vez que pode levar à significativas perdas financeiras e, principalmente, de vidas. Os estados limites frequentes são:

1. Perda de equilíbrio parcial ou total da estrutura, admitida como corpo rígido;
2. Perda da capacidade de carga de membros devido ao esgotamento da resistência do material, flambagem, fratura, fadiga ou incêndio;
3. Difusão de uma falha inicial localizada em colapso generalizado (colapso progressivo ou falta de integridade estrutural);

O método dos estados limites tem sido aplicado em diversos problemas de engenharia, uma vez que apresenta flexibilidade e universalidade de aplicação, bem como proporciona uma compreensão racional dos requisitos que a estrutura deve atender.

3.3 Fundamentos do método probabilístico para verificação da segurança

Como visto no item 3.2.1, uma estrutura deve garantir a segurança e desempenho em serviço ao longo de sua vida útil. Estas demandas são previstas pelo projetista através da determinação e aplicação dos estados limites na análise e dimensionamento dos elementos estruturais. Desta forma, cada limite analisado pode ser representado na forma da denominada condição de Estado Limite, a qual pode ser escrita genericamente como:

$$G(a_0, X_1, X_2, \dots, X_n, Y_1, Y_2, \dots, Y_m) \geq 0 \quad (3.4)$$

Onde $(X_i = X_1, X_2, \dots, X_n)$ e $(Y_j = Y_1, Y_2, \dots, Y_m)$ representam as variáveis aleatórias relacionadas às resistências R e solicitações S , respectivamente, e a_0 representa o conjunto de constantes e funções deterministas que relacionam as variáveis aleatórias às grandezas do problema analisado. Sendo assim, reescrevendo-se a equação (3.4), temos:

$$G = R - S \geq 0 \quad (3.5)$$

A condição associada ao evento de ruína (evento pelo qual o estado limite avaliado é atingido) é:

$$G = R - S < 0 \quad (3.6)$$

Desta forma, a probabilidade de ruína P_f é determinada por:

$$P_f = P\{G = R - S < 0\} \quad (3.7)$$

A Figura 3.1 ilustra as distribuições de probabilidade das variáveis R , S e G , assim como os seus parâmetros estatísticos.

Figura 3.1: Distribuições de probabilidade das variáveis R, S e G.

Fonte: Adaptado de Schneider (1997).

O índice de confiabilidade β é um parâmetro associado à probabilidade de ruína que serve de referência na avaliação da segurança das estruturas.

3.4 Incertezas associadas ao modelo de capacidade resistente

De acordo com Ellingwood et al. (1980) ao se desenvolver um modelo teórico de capacidade resistente de um elemento estrutural surgem diferenças entre os resultados teóricos e os experimentais devido à presença de incertezas, tais como:

- Incertezas relacionadas às propriedades dos materiais empregados, em particular a resistência e módulo de elasticidade;
- Incertezas devido a imprecisões geométricas dos exemplares;
- Incertezas e aproximações envolvidas na análise estrutural e idealização da distribuição de tensões e deformações do elemento estrutural.

As duas primeiras causas de incertezas são intrínsecas ao processo do ensaio e produzem variabilidade nos resultados. Porém, há um controle rigoroso na confecção dos ensaios e, portanto, a variabilidade é controlada e pode ser, na maioria

dos casos, considerada desprezível. Sendo assim, para avaliação do modelo de cálculo os coeficientes ponderadores das ações e resistências são desconsiderados das formulações.

No caso particular dos blocos de fundação, em função da abundância de material (a quantidade de concreto transborda a necessidade das bielas) e da variabilidade do material no modelo físico existe uma variação da resistência do concreto ao longo do bloco, de difícil avaliação, que se sobrepõe à diferença entre o corpo de prova e o material do bloco. Assim no caso dos blocos decidiu-se desprezar essas variabilidades, permanecendo o resultado razoavelmente favorável a segurança.

Por outro lado, incertezas relacionadas a idealização da distribuição de tensões e análise estrutural do modelo de cálculo são relevantes. Tais fatos são considerados a partir da determinação da variável associada às incertezas do modelo teórico, também denominado de fator profissional (P). Este fator representa a variabilidade existente entre a capacidade resistente real do elemento estrutural e a capacidade determinada analiticamente, utilizando-se os materiais e dimensões de projeto.

O fator profissional P é determinado a partir da comparação dos resultados teóricos com os provenientes dos ensaios, onde cada valor experimental (no caso deste trabalho, a carga de ruptura N_{exp} dos blocos de fundação) é dividido pelo correspondente resultado determinado pelo modelo teórico N_{teo} .

$$P = \frac{N_{exp}}{N_{teo}} \quad (3.8)$$

Em consequência da análise estatística desta variável determinam-se a média λ_p , conhecida como fator de tendência (bias factor) do modelo teórico, bem como o respectivo desvio padrão S_p .

O coeficiente de variação dos resultados v_p é determinado com base seguinte relação:

$$v_p = \frac{S_p}{\lambda_p} \quad (3.9)$$

A Tabela 3.2 indica os valores dos parâmetros estatísticos relacionados para o fator de tendência λ_p para diferentes tipos de solicitação. Uma parcela considerável destes valores, publicados por Nowak et al. (2011), correspondem aos mesmos publicados por Ellingwood et al. (1980), estão aferidos para os modelos de cálculo do ACI e não devem diferir significativamente dos modelos do Eurocode. Contudo os parâmetros relacionados ao cisalhamento de lajes sem armadura de cisalhamento foram alterados dos iniciais com base em estudos recentes.

Tabela 3.2: Parâmetros estatísticos para o fator de tendência.

Item	Bias factor λ	Coefficient of variation, V
Beam, flexure	1.02	0.06
Beam, shear	1.075	0.10
Slab, flexure and shear with shear reinforcement	1.02	0.06
Slab, shear without shear reinforcement	1.16	0.11
Column, tied	1.00	0.08
Column, spiral	1.05	0.06
Plain concrete	1.02	0.06

Fonte: Nowak et al. (2011).

Vale ressaltar que modelos teóricos suficientemente calibrados com os ensaios proporcionam valores do fator de tendência λ_p próximos de 1. Modelos conservadores apresentam $\lambda_p > 1$. Por outro lado, aqueles desfavoráveis à segurança resultam em $\lambda_p < 1$.

O valor de v_p difere significativamente dependendo da qualidade do modelo empregado. Modelos precisos (por exemplo, capacidade resistente a flexão de vigas de concreto armado) apresentam coeficiente de variação relativamente pequeno ($v_p = 6\%$). No entanto, modelos menos precisos (por exemplo, capacidade resistente de lajes à punção) encontram valores de v_p tipicamente entre 10% e 20%.

4 Modelos de Previsão da Capacidade Resistente Última

4.1 Considerações iniciais

A segurança por trás do dimensionamento dos blocos de fundação, baseada no método das bielas e tirantes, foi proposta inicialmente por Blevot e Frémy (1967) e consiste na avaliação dos seguintes modos de ruína:

- Esmagamento do concreto das bielas e regiões nodais (junto ao pilar e às estacas);
- Escoamento das armaduras do tirante do bloco;
- Ruína por punção.

É importante ressaltar que nos casos onde a inclinação das bielas seja excessivamente abatida, a ação de biela direta deixa de ser um modelo adequado, e pode-se dimensionar o bloco por analogia de laje (blocos flexíveis devem ser verificados por esforço cortante e à punção nos mesmos moldes de uma laje), visto que existem evidências experimentais de que a deformabilidade do bloco influencia a distribuição de reações nas estacas, mesmo quando a ação da biela pode ser direta e sem a necessidade de estribos.

Portanto, nos comentários da NBR 6118:2014 são sugeridos os seguintes critérios para blocos de fundação:

- Bloco rígido: $\theta \geq 45^\circ$;
- Bloco semirrígido: $33,7^\circ \leq \theta < 45^\circ$ (modelo biela-tirante pode ser considerado, porém é necessário considerar a rigidez do bloco na análise do comportamento global da estrutura);
- Bloco flexível: $\theta < 33,7^\circ$ (analogia de laje).

Sendo assim, a forma adotada pelos pesquisadores para evitar a ruptura por punção nos blocos consiste em se limitar a inclinação mínima da biela da estaca mais afastada afim de evitar que este seja considerado flexível e suscetível ao fenômeno de punção.

No caso de blocos sobre estacas curtas embutidas em rocha, a análise da distribuição das reações nas estacas deve ser mais cautelosa e procura-se evitar o uso de blocos flexíveis.

Este capítulo tem por objetivo apresentar os modelos para a previsão da capacidade resistente de blocos sobre duas, três e quatro estacas, propostos por Blevot e Frémy (1967), Fusco (1994) e Santos (2013), todos baseados no método das bielas e tirantes, porém com diferenças entre si. Vale ressaltar que a presente pesquisa se limitou ao estudo de blocos submetidos a carregamento centrado (sem considerar a ação de momentos fletores), com pilares de seção quadrada e distribuição igual de reações nas estacas.

4.2 Modelo proposto por Blevot e Frémy (1967)

No artigo de 1967, os pesquisadores franceses apresentaram uma rotina para dimensionamento de blocos com até sete estacas, baseados no método das bielas e nos resultados dos ensaios. Neste trabalho serão discutidos apenas os critérios de dimensionamento de blocos com até quatro estacas (foco da comparação com os ensaios).

Os autores sugerem que a inclinação das bielas fique limitada pelo intervalo $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, a fim de evitar a ruptura por punção nos blocos mais abatidos, conforme discutido no item 4.1 deste trabalho. De modo a evitar o escorregamento dos tirantes principais, como relatado em alguns exemplares ensaiados, os pesquisadores recomendaram a utilização de ganhos nas extremidades das armações.

4.2.1 Blocos sobre duas estacas

Para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas, os autores idealizaram o esquema estrutural ilustrado na Figura 4.1. A origem das bielas junto ao pilar é definida a partir de $a_p/4$ do centro do pilar. Dessa maneira, a inclinação θ_{blevot}

das bielas é determinada pela seguinte relação:

$$\theta_{blevot} = \arctg \left(\frac{H - d'}{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}} \right) \quad (4.1)$$

Onde:

- H : Altura total do bloco de fundação;
- L : Vão teórico do bloco de fundação;
- d' : Distância média entre a face inferior do bloco e o centro de gravidade das armaduras dos tirantes.

Figura 4.1: Esquemático para blocos sobre 2 estacas: (a) Esquema estrutural, (b) modelo biela-tirante, (c) Disposição das armaduras em planta, (d) Determinação da geometria das bielas.

Fonte: Próprio Autor

A partir do equilíbrio de forças dos nós superior e inferior (Figura 4.1-b), encontramos as seguintes relações:

$$R_{cb,d} = \frac{N_d}{2 \operatorname{sen} \theta_{blevot}} \quad (4.2)$$

$$R_{st,d} = \frac{N_d}{2 \tan \theta_{blevot}} \quad (4.3)$$

Onde:

- $N_d = \frac{N_k}{\gamma_f}$: Força de cálculo atuante no bloco.
- N_k : Força característica atuante no bloco.
- γ_f : Coeficiente ponderador das ações.
- $R_{cb,d}$: Força de cálculo atuante na biela.
- $R_{st,d}$: Força de cálculo atuante no tirante.

As áreas das seções transversais das bielas, junto ao pilar $A_{bie,pil}$ e à estaca $A_{bie,est}$, são tomadas como projeção das respectivas seções transversais A_{pil} e A_{est} perpendiculares à força atuante nas bielas $R_{cb,d}$ (Figura 4.1-d), ou seja:

$$A_{bie,pil} = \frac{A_{pil}}{2} \operatorname{sen} \theta_{blevot} \quad (4.4)$$

$$A_{bie,est} = A_{est} \operatorname{sen} \theta_{blevot} \quad (4.5)$$

Onde:

- A_{pil} : Área da seção transversal do pilar.
- A_{est} : Área da seção transversal da estaca.

Blevot e Frémy (1967) determinaram que, para garantir a segurança do modo de ruptura por esmagamento do concreto, se a limitem as tensões atuantes nas regiões nodais, junto à base do pilar $\sigma_{cd,pil}$ e às estacas $\sigma_{cd,est}$:

$$\sigma_{cd,pil} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,pil}} = \frac{N_d}{A_{pil} \operatorname{sen}^2 \theta_{blevot}} \leq \sigma_{cd,bie,lim} \quad (4.6)$$

$$\sigma_{cd,est} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,est}} = \frac{N_d}{2 A_{est} \sin^2 \theta_{blevot}} \leq \sigma_{cd,bie,lim} \quad (4.7)$$

A discussão sobre o valor do limite de tensão resistente $\sigma_{cd,bie,lim}$ das bielas está descrita no item 4.2.4 deste trabalho.

Por fim, a área da armadura A_s , a ser empregada no tirante $R_{st,d}$ para equilíbrio da região nodal inferior (assegurando-se o modo de ruína por escoamento do tirante), é determinada por:

$$A_s = \frac{R_{st,d}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{2 f_{yd} \operatorname{tg} \theta_{blevot}} \quad (4.8)$$

Em que:

- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$: Tensão de cálculo de escoamento do aço;
- f_{yk} : Tensão característica de escoamento do aço;
- γ_s : Coeficiente de ponderação da resistência do aço.

Contudo, os resultados dos ensaios dos blocos sobre duas estacas revelaram que a quantidade de armadura determinada pela expressão (4.8) superestimava a capacidade resistente do bloco (pelo modo de ruína de escoamento das armaduras) em cerca de 15% inferior em comparação com os resultados dos ensaios. Isso se deve ao fato de as bielas serem na realidade mais abatidas que as previstas pelo modelo original. Sendo assim, os autores impuseram essa diferença na determinação da quantidade de armadura:

$$A_s = \frac{1,15 N_d}{2 f_{yd} \operatorname{tg} \theta_{blevot}} \quad (4.9)$$

Para calibração do modelo de capacidade resistente, os coeficientes ponderadores das ações γ_f e das características dos materiais (γ_s e γ_c) são desconsiderados, bem como o coeficiente de modificação k_{mod} (embutido no limite das bielas $\sigma_{c,bie,lim}$). A previsão de capacidade de carga resistente do bloco $N_{teo,Blevot}$ é determinada como sendo a menor prevista da verificação dos possíveis modos de ruína. Assim, reescrevendo-se as equações (4.6), (4.7) e (4.9), temos:

$$N_{teo,Blevot} \leq \begin{cases} \sigma_{c,bie,lim} A_{pil} \sen^2 \theta_{blevot} \\ 2 \sigma_{c,bie,lim} A_{est} \sen^2 \theta_{blevot} \\ \frac{2 A_S f_y \tg \theta_{blevot}}{1,15} \end{cases} \quad (4.10)$$

4.2.2 Blocos sobre três estacas

Para o dimensionamento de blocos sobre três estacas, Blevot e Frémy (1967) determinaram que a origem das bielas junto ao pilar seja definida a partir do contorno de um círculo com diâmetro $0,3a_p$, conforme ilustrado na Figura 4.2.

Figura 4.2: Esquemático para blocos sobre 3 estacas: (a), (b) e (c) Esquema estrutural, (d) modelo biela-tirante.

Fonte: Próprio Autor

Sendo assim, a inclinação θ_{blevot} é determinada pela expressão:

$$\theta_{blevot} = \arctg \left(\frac{H - d'}{\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 a_p} \right) \quad (4.11)$$

O equilíbrio dos nós superior e inferior promove as seguintes relações:

$$R_{cb,d} = \frac{N_d}{3 \sen \theta_{blevot}} \quad (4.12)$$

$$R_{st,d,m} = \frac{N_d}{3 \tg \theta_{blevot}} \quad (4.13)$$

Assim como nos blocos sobre duas estacas, a área da seção transversal da biela junto ao pilar $A_{bie,pil}$ e à estaca $A_{bie,est}$ são determinadas por:

$$A_{bie,pil} = \frac{A_{pil}}{3} \sen \theta_{blevot} \quad (4.14)$$

$$A_{bie,est} = A_{est} \sen \theta_{blevot} \quad (4.15)$$

Mantendo-se os mesmos conceitos empregados nos blocos sobre duas estacas, a verificação da resistência das bielas nas regiões nodais, junto à base do pilar $\sigma_{cd,pil}$ e às estacas $\sigma_{cd,est}$ é determinada por:

$$\sigma_{cd,pil} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,pil}} = \frac{N_d}{A_{pil} \sen^2 \theta_{blevot}} \leq \sigma_{cd,bie,lim} \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cd,est} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,est}} = \frac{N_d}{3 A_{est} \sen^2 \theta_{blevot}} \leq \sigma_{cd,bie,lim} \quad (4.17)$$

No caso de blocos sobre três estacas, Blevot e Frémy (1967) indicaram duas formas distintas de arranjo das armaduras do tirante, barras dispostas paralelas às faces laterais $A_{S,L}$ (Figura 4.3-a) e segundo as medianas $A_{S,m}$ (Figura 4.3-b) do bloco.

Figura 4.3: Arranjo de armaduras (a) nas laterais, (b) nas medianas, (c) polígono de forças.

Fonte: Próprio Autor

Nesse caso, a partir do equilíbrio do polígono de forças ilustrado na Figura 4.3-c, determina-se a seguinte relação entre as forças nos tirantes dispostos paralelamente $R_{st,d,L}$ e segundo as medianas $R_{st,d,m}$:

$$R_{st,d,m} = R_{st,d,L} \sqrt{3} \quad (4.18)$$

Sendo assim, temos:

$$A_{s,m} = \frac{R_{st,d,m}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{3 f_{yd} \operatorname{tg} \theta_{blevot}} \quad (4.19)$$

$$A_{s,L} = \frac{R_{st,d,L}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{3 \sqrt{3} f_{yd} \operatorname{tg} \theta_{blevot}} \quad (4.20)$$

Assim como nos blocos sobre duas estacas, as equações (4.16), (4.17), (4.19) e (4.20) foram reescritas em função da determinação da carga de ruptura teórica $N_{teo,Blevot}$ para avaliação dos resultados teóricos:

$$N_{teo,Blevot} \leq \begin{cases} \sigma_{c,bie,lim} A_{pil} \operatorname{sen}^2 \theta_{blevot} \\ 3 \sigma_{c,bie,lim} A_{est} \operatorname{sen}^2 \theta_{blevot} \\ 3 A_{s,m} f_y \operatorname{tg} \theta_{blevot} \end{cases} \quad (4.21)$$

Com:

$$A_{s,m} = A_{s,L} \sqrt{3} \quad (4.22)$$

4.2.3 Blocos sobre quatro estacas

No caso de blocos sobre quatro estacas, a origem das bielas junto ao pilar é definida a partir de $a_p\sqrt{2}/4$ do centro do pilar, conforme ilustrado na Figura 4.4.

Figura 4.4: Esquemático de blocos sobre 4 estacas, (a) esquema estrutural, (b) modelo biela-tirante.

Fonte: Próprio Autor

A inclinação θ_{blevot} é determinada pela seguinte relação:

$$\theta_{blevot} = \arctg \left[\frac{H - d'}{\frac{\sqrt{2}}{2} \left(L - \frac{a_p}{2} \right)} \right] \quad (4.23)$$

A partir do equilíbrio dos nós superior e inferior (Figura 4.4-b), encontramos:

$$R_{cb,d} = \frac{N_d}{4 \sen \theta_{blevot}} \quad (4.24)$$

$$R_{st,d,D} = \frac{N_d}{4 \tg \theta_{blevot}} \quad (4.25)$$

Assim como nos casos anteriores, a área da seção transversal da biela junto ao pilar $A_{bie,pil}$ e à estaca $A_{bie,est}$ são determinadas por:

$$A_{bie,pil} = \frac{A_{pil}}{4} \sen \theta_{blevot} \quad (4.26)$$

$$A_{bie,est} = A_{est} \sen \theta_{blevot} \quad (4.27)$$

Mantendo-se os mesmos conceitos empregados nos blocos sobre duas estacas, a verificação da resistência das bielas nas regiões nodais, junto à base do pilar $\sigma_{cd,pil}$ e às estacas $\sigma_{cd,est}$ são determinadas por:

$$\sigma_{cd,pil} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,pil}} = \frac{N_d}{A_{pil} \sen^2 \theta_{blevot}} \leq \sigma_{cd,bie,lim} \quad (4.28)$$

$$\sigma_{cd,est} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,est}} = \frac{N_d}{4 A_{est} \sen^2 \theta_{blevot}} \leq \sigma_{cd,bie,lim} \quad (4.29)$$

No caso de blocos sobre quatro estacas, Blevot e Frémy (1967) indicaram três maneiras distintas de distribuição das armaduras no bloco: Barras dispostas paralelas às laterais $A_{S,L}$ (Figura 4.5-a), segundo as diagonais $A_{S,D}$ (Figura 4.5-b) do bloco e em malha $A_{S,m}$ (Figura 4.5-c).

Figura 4.5: Arranjo de armaduras (a) nas laterais, (b) nas medianas e (c) em malha.

Fonte: Próprio Autor

Nesse caso, a relação entre as forças dos tirantes dispostos paralelamente às laterais $R_{st,d,L}$ e segundo as diagonais $R_{st,d,D}$ do bloco é determinada por:

$$R_{st,d,D} = R_{st,d,L} \sqrt{2} \quad (4.30)$$

No caso de armaduras dispostas em malha, a quantidade de aço necessária é determinada como sendo a equivalente à resultante do dimensionamento de armaduras dispostas segundo as laterais do bloco, ou seja:

$$R_{st,d,malha} = 2 R_{st,d,L} \quad (4.31)$$

Entretanto, no caso de blocos sobre quatro estacas armados com barras em malha, os resultados dos ensaios indicaram que a capacidade resistente ficou cerca de 20% inferior à prevista. Desta forma Blevot e Frémy (1967) recomendaram a consideração desta perda de eficiência no dimensionamento das armaduras.

$$R_{st,d,malha} = 1,2 \cdot 2 R_{st,d,L} = 2,4 R_{st,d,L} \quad (4.32)$$

Sendo assim, temos:

$$A_{S,D} = \frac{R_{st,d,D}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{4 f_{yd} \operatorname{tg} \theta_{blevot}} \quad (4.33)$$

$$A_{S,L} = \frac{R_{st,d,L}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{4 \sqrt{2} f_{yd} \operatorname{tg} \theta_{blevot}} \quad (4.34)$$

$$A_{S,malha} = \frac{R_{st,d,malha}}{f_{yd}} = \frac{2,4 N_d}{4 \sqrt{2} f_{yd} \operatorname{tg} \theta_{blevot}} \quad (4.35)$$

Por fim, reescrevendo-se as equações (4.28), (4.29), (4.33), (4.34) e (4.35), determinamos a capacidade resistente teórica $N_{teo,Blevot}$ para blocos sobre quatro estacas:

$$N_{teo,Blevot} \leq \begin{cases} \sigma_{c,bie,lim} A_{pil} \operatorname{sen}^2 \theta_{blevot} \\ 4 \sigma_{c,bie,lim} A_{est} \operatorname{sen}^2 \theta_{blevot} \\ 4 A_{S,D} f_y \operatorname{tg} \theta_{blevot} \end{cases} \quad (4.36)$$

Onde:

$$A_{S,D} = A_{S,L} \sqrt{2} = \frac{A_{S,malha} \sqrt{2}}{2,4} \quad (4.37)$$

4.2.4 Considerações sobre os limites de tensão resistente das bielas

Blevot e Frémy (1967) determinaram o mesmo valor limite para a resistência das bielas de compressão $\sigma_{cd,bie,lim}$ na proximidade da estaca $\sigma_{cd,bie,est}$ e junto ao pilar $\sigma_{cd,bie,pil}$, ou seja:

$$\sigma_{cd,bie,lim} = \sigma_{cd,bie,lim,est} = \sigma_{cd,bie,lim,pil} \quad (4.38)$$

É importante observar que a rigor estes limites não são iguais, pois junto ao pilar (nó superior) há o efeito favorável do confinamento do concreto, principalmente nos casos de blocos sobre estacas não colineares (os autores admitiram limites diferentes apenas no dimensionamento de blocos com mais de quatro estacas).

A tensão limite $\sigma_{cd,bie,lim}$ foi definida a partir da análise dos experimentos, diferenciada para cada categoria de blocos. No caso de blocos sobre duas estacas, os autores determinaram os valores das resistências nodais a partir das seguintes considerações.

Em cada exemplar ensaiado, a tensão de compressão na biela $\sigma_{c,bie,u}$ idealizada pelo método de Blevot e Frémy (1967) foi verificada a partir da carga de ruptura registrada.

Os autores determinaram os valores para a relação $\sigma_{c,bie,u}/\sigma_{cj,cub}$. Onde $\sigma_{cj,cub}$ representa a tensão compressão dos corpos de prova cúbicos com dimensões $20 \times 20 \times 20$ cm, rompidos a j dias de idade.

Entretanto, conforme a norma francesa vigente na época dos ensaios (Règles BA 1960), a resistência do concreto era determinada, a partir de ensaios, como sendo o valor médio dos resultados inferiores à média geral dos valores dos ensaios realizados. Sendo assim, os autores encontraram a seguinte relação para os blocos ensaiados:

$$\frac{\sigma_{c,bie,u}}{\sigma_{cj,cub}} \cong 1 \quad (4.39)$$

A partir das considerações anteriores, Mauricio Gertsenchtein em 1968 apresentou uma abordagem para os limites de resistência das bielas do método de

Blevot e Frémy (1967), adaptando-os às características da norma brasileira, conforme as considerações a seguir:

O valor de resistência característico de corpos de prova cúbicos ($f_{ck,cub}$) corresponde ao quantil de 5%. Ou seja, foi necessário converter o valor encontrado $\sigma_{cj,cub}$ para o correspondente característico $f_{ck,cub}$.

Sendo assim, a partir do teorema do limite central, determinaram-se as seguintes relações:

$$\frac{\sigma_{cj,cub} - \sigma_{cjm,cub}}{s_d} = -0,800 \text{ (Correspondente à média dos valores)} \quad (4.40)$$

inferiores à média dos resultados)

$$\frac{f_{ck,cub} - \sigma_{cjm,cub}}{s_d} = -1,645 \text{ (Correspondente ao quantil de 5\%)} \quad (4.41)$$

Onde s_d representa o desvio padrão da amostra.

Reescrevendo-se as equações (4.40) e (4.41), se obtém:

$$\sigma_{cjm,cub} = \sigma_{cj,cub} + 0,800 s_d \quad (4.42)$$

$$\sigma_{cjm,cub} = f_{ck,cub} + 1,645 s_d \quad (4.43)$$

Considerando-se a relação:

$$v = \frac{s_d}{\sigma_{cjm,cub}} \quad (4.44)$$

Em que v corresponde ao coeficiente de variação da amostra.

É possível reescrever as expressões (4.42) e (4.43) como:

$$\sigma_{cjm,cub} = \sigma_{cj,cub} + 0,800 s_d \sigma_{cjm,cub} \quad (4.45)$$

$$\sigma_{cjm,cub} = f_{ck,cub} + 1,645 s_d \sigma_{cjm,cub} \quad (4.46)$$

Isolando-se $\sigma_{cjm,cub}$ nas expressões (4.45) e (4.46) e igualando-as, se obtém:

$$\frac{\sigma_{cj,cub}}{(1 - 0,800 v)} = \frac{f_{ck,cub}}{(1 - 1,645 v)} \quad (4.47)$$

Gertsenchtein (1968) admitiu o valor de 15% para o coeficiente de variação da resistência do concreto, valor correspondente aos concretos submetidos a controle rigoroso de execução (valor este o mais desfavorável para o dimensionamento, ou seja, promove o menor limite de resistência das bielas), tal consideração levou a seguinte relação:

$$\sigma_{cj,cub} = 1,17 f_{ck,cub} \quad (4.48)$$

Sendo assim, considerando-se a relação entre os corpos de prova cúbicos e cilíndricos $f_{ck,cub} \cong 1,20 f_{ck}$ (conforme definido por Blevot e Frémy em 1967), encontrou-se a seguinte expressão para o limite de resistência das bielas:

$$\sigma_{cd,bie,lim} = 1,20 \cdot 1,17 f_{cd} \cong 1,4 f_{cd} \quad (4.49)$$

De acordo com Gertsenchtein (1968), a expressão (4.49) é definida para a resistência das bielas em ensaios rápidos, nas situações onde a maioria das ações é de natureza permanente (hipótese razoável para edificações). Necessita-se, portanto, considerar os efeitos da perda de resistência do concreto proveniente da permanência do carregamento ao longo do tempo, conhecido como efeito Rüsçh, e identificado pelo coeficiente de modificação k_{mod} .

Conforme Fusco (1994), o coeficiente k_{mod} é resultante do produto de três coeficientes:

- $k_{mod,1} = 1,20$: considera o ganho de resistência do concreto após dos 28 dias de idade;
- $k_{mod,2} = 0,95$: considera que a resistência medida em corpos de prova cilíndricos é superestimada, devido a influência do atrito dos corpos de prova com os apoios da prensa de ensaio;
- $k_{mod,3} = 0,75$: considera o efeito deletério da ação de cargas de longa duração.

Desta forma, o valor do coeficiente k_{mod} resulta em:

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} = 1,20 \cdot 0,95 \cdot 0,75 \cong 0,85 \quad (4.50)$$

Por fim, a tensão limítrofe das bielas para blocos sobre duas estacas, considerando-se o efeito Rüsç, se dá por:

$$\sigma_{cd,bie,lim} = 1,40 k_{mod} f_{cd} \quad (4.51)$$

Com relação aos blocos sobre 3 e 4 estacas, Blevot e Frémy (1967) encontraram limites de bielas superiores em relação aos blocos sobre 2 estacas (aumento de resistência em aproximadamente 25% e 50%, respectivamente). Na Tabela 4.1 constam os limites de resistência das bielas $\sigma_{cd,bie,lim}$ para os três tipos de blocos ensaiados.

Tabela 4.1: Limites de resistência das bielas.

Tipo de Bloco	Limite de resistência das bielas ($\sigma_{cd,bie,lim}$)
2 Estacas	1,40 $k_{mod} f_{cd}$
3 Estacas	1,75 $k_{mod} f_{cd}$
4 Estacas	2,10 $k_{mod} f_{cd}$

Fonte: Próprio Autor

Considerando-se as condições de ensaio, os coeficientes ponderadores das resistências, bem como o coeficiente k_{mod} , são desconsiderados. Portanto, os limites de resistência das bielas $\sigma_{c,bie,lim}$ correspondem aos valores presentes na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Limites de resistência das bielas sem os coeficientes ponderadores.

Tipo de Bloco	Limite de resistência das bielas ($\sigma_{c,bie,lim}$)
2 Estacas	1,40 f_c
3 Estacas	1,75 f_c
4 Estacas	2,10 f_c

Fonte: Próprio Autor

4.3 Modelo proposto por Fusco (1994)

O modelo proposto por Fusco, em 1994, considera o funcionamento estrutural básico dos blocos baseado no método das bielas e tirantes e, em princípio, se

armação transmite a força para o concreto do bloco ao longo do comprimento x (Figura 4.7). Fusco (1994) afirma que nos pilares a transferência de esforços entre as armaduras e o concreto é viável com profundidades x da ordem de 10 a 15 vezes o diâmetro das barras do pilar, por conta da forte compressão transversal existente nesta região.

Adotando-se as dimensões do pilar no plano horizontal por a e b (sendo $b \leq a$), a tensão σ_{c2d} atuante na seção horizontal do bloco à profundidade x é:

$$\sigma_{c2d} = \frac{N_{pil}}{A_{c,amp}} = \frac{N_{pil}}{(a + 4x)(b + 4x)} \quad (4.52)$$

Fusco (1994) sugere que, a favor da segurança, a área da seção transversal do pilar A_c seja ampliada para $A_{c,amp}$ por meio de um leque de abertura $\theta_1 = 63,4^\circ$ ($\arctg 2$), conforme ilustrado na Figura 4.7.

Figura 4.7: Tensões nos planos horizontais do bloco.

Fonte: Fusco (1994)

No caso em que o pilar tenha taxa geométrica ρ_{pil} de armadura da ordem de 3% e resistência característica do concreto $f_{ck} = 20MPa$, a máxima força normal $N_{d,máx}$ atuante no pilar pode ser admitida por:

$$N_{d,m\acute{a}x} = 2(A_c 0,85 f_{cd}) \quad (4.53)$$

Nos pilares com seção transversal quadrada, o autor afirma que a tensão reduzida é atingida na profundidade de aproximadamente $x = b/2$. Sendo assim, a seção ampliada de concreto resistente atinge o valor (Figura 4.8):

$$A_{c,amp} = 9b^2 \quad (4.54)$$

Portanto, a tensão vertical $\sigma_{cv,d}$ se reduz a:

$$\sigma_{cv,d} \leq \frac{2(0,85 f_{cd})}{9} \cong 0,20 f_{cd} \quad (4.55)$$

Figura 4.8: Ampliação da seção resistente.

Fonte: Fusco (1994)

Nos pilares retangulares (com relação entre dimensões de até $a \leq 10b$), a tensão reduzida é atingida em profundidades de aproximadamente $x = 1,2b$.

Vale ressaltar que nos pilares dimensionados com taxas inferiores a 3% de armadura longitudinal e classes de concreto superiores, o valor reduzido $\sigma_{cv,d} = 0,20 f_{cd}$ atuará em profundidades x inferiores aos apresentados.

De acordo com Fusco (1994) pode-se admitir os valores de x em função da porcentagem ρ_{pil} de armadura longitudinal do pilar, conforme ilustrado na Figura 4.9.

Figura 4.9: Tensões nos planos horizontais do bloco.

Fonte: Fusco (1994)

Conforme apresentado, as bielas diagonais convergem para junto do topo do bloco na seção horizontal definida à profundidade x , com tensão de compressão perpendicular ao plano horizontal $\sigma_{cv,d}$ reduzida a $0,20 f_{cd}$, imaginando-se já eliminada a colaboração da armadura do pilar. Essa tensão é considerada pelo método como limitante para a verificação de segurança ao esmagamento do concreto. Desta forma a tensão vertical atuante na região nodal superior do bloco ($\sigma_{cv,d,pil}$) deve ser limitada pela seguinte relação:

$$\sigma_{cv,d,pil} = \frac{N_d}{A_{c,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.56)$$

Vale lembrar que as estacas penetram em torno de 5 cm a 10 cm o fundo do bloco, o que reduz a inclinação θ das bielas e amplia a área da base de sustentação destas. Fusco (1994) recomenda que, em razão da segurança, no lugar da inclinação aparente de 34° ($\arctg 2/3$), as tensões nas bielas mais abatidas das estacas sejam verificadas com a inclinação efetiva de $26,4^\circ$ ($\arctg 1/2$).

A partir das hipóteses apresentadas, a máxima tensão de compressão da biela junto ao topo do bloco é:

$$\sigma_{c\theta,d} \leq \frac{\sigma_{vd} A_{c,amp}}{A_{biela} \sen \theta} = \frac{\sigma_{vd}}{\sen^2 \theta} = \frac{0,20 f_{cd}}{\sen^2(26,4^\circ)} = f_{cd} \quad (4.57)$$

Segundo Fusco (1994), este limite apresenta segurança suficiente por se tratar de uma carga aplicada em área reduzida e confinada.

Figura 4.10: Resistência das bielas junto às estacas.

Fonte: Fusco (1994)

Junto ao fundo do bloco (Figura 4.10), a tensão nas bielas é função da tensão atuante na seção transversal das estacas projetada e ampliada até o nível das armaduras, onde ocorre o equilíbrio da biela.

Admitindo-se que a relação entre o diâmetro da estaca a_{est} e a distância d' (medida entre o fundo do bloco e o nível das armaduras) seja:

$$d' \approx 0,20 a_{est} \quad (4.58)$$

O diâmetro $a_{est,amp}$ da seção ampliada da estaca corresponde a:

$$a_{est,amp} = a_{est} + 2d' = 1,4 a_{est} \quad (4.59)$$

Uma vez que a tensão na biela permaneça limitada à relação: $\sigma_{c\theta,d} \leq f_{cd}$, a máxima tensão vertical junto ao nó inferior se limita a:

$$\sigma_{cv,d,est} = \frac{N_d}{n_{est} \cdot A_{est,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.60)$$

Em que:

- n_{est} : quantidade de estacas existente no bloco de fundação;

- $A_{est,amp} = \frac{\pi}{4} (a_{est,amp})^2$: área da seção transversal da estaca ampliada.

4.3.2 Armaduras dos blocos

Através do equilíbrio da região nodal junto à estaca determina-se a magnitude da força de cálculo atuante no tirante $R_{st,d}$, e como consequência, a quantidade de aço do A_s necessária para equilíbrio do modelo.

$$R_{st,d} = \frac{N_d}{n_{est} \cdot tg \theta_{fusco}} \quad (4.61)$$

$$A_s = \frac{R_{st,d}}{f_{yd}} \quad (4.62)$$

É importante ressaltar que $R_{st,d}$ corresponde à projeção das bielas no plano do fundo do bloco. Isso significa que a disposição das armaduras paralelas ao sentido do tirante $R_{st,d}$ pode levar à superposição de muitas camadas. Portanto, de acordo com Fusco (1994), essa alternativa deve ser utilizada com cautela, pois ocasiona a redução de altura útil e dificuldade de concretagem na região dos cruzamentos das barras, principalmente em casos de blocos com mais de quatro estacas.

Sendo assim, o autor sugere um critério de dimensionamento, alternativo ao proposto nas equações (4.61) e (4.62), a partir do arranjo de armaduras em malha, conforme ilustrado na Figura 4.11:

Figura 4.11: Determinação das armaduras em duas camadas ortogonais.

Fonte: Fusco (1994)

A área total de aço A_{s1} necessária em cada direção da malha é determinada, via analogia de flexão, por:

$$A_{s1} = \frac{M_{1d}}{z f_{yd}} \quad (4.63)$$

Sendo:

$z = H - x - d'$: Braço de alavanca dos esforços internos;

H : Altura total do bloco de fundação;

f_{yd} : Tensão de cálculo do aço;

M_{1d} : Momento gerado pela excentricidade das estacas em relação ao pilar.

Este trabalho tem o objetivo da comparação de modelos propostos por diferentes autores baseados no método biela-tirante e, portanto, não será adotada a analogia de flexão para determinação da armadura dos blocos.

4.3.3 Considerações para blocos sobre 2 estacas

A Figura 4.12 ilustra o esquema estrutural do modelo proposto por Fusco (1994) para blocos sobre duas estacas, onde a origem das bielas junto ao nó superior é definida a partir de $(a_p + 4x)/4$ do centro do pilar.

Figura 4.12: Esquemático de blocos sobre 2 estacas. (a) e (c) esquema estrutural, (b) modelo biela-tirante e (d) geometria das bielas.

Fonte: Próprio Autor

Portanto, a inclinação θ_{fusco} das bielas é:

$$\theta_{fusco} = \arctg \left[\frac{H - d' - x}{\frac{L}{2} - \frac{(a_p + 4x)}{4}} \right] \quad (4.64)$$

As expressões para verificação do limite das bielas e dimensionamento das armaduras dos tirantes são:

$$\sigma_{cv,d,pil} = \frac{N_d}{A_{pil,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.65)$$

$$\sigma_{cv,d,est} = \frac{N_d}{2 A_{est,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.66)$$

$$A_s = \frac{N_d}{2 f_{yd} \cdot \tg \theta_{fusco}} \quad (4.67)$$

Para calibração do modelo de capacidade resistente, os coeficientes ponderadores das ações γ_f e das características dos materiais (γ_s e γ_c) são desconsiderados, bem como o coeficiente de modificação k_{mod} (embutido no limite das bielas $\sigma_{c,bie,lim}$). A previsão de capacidade resistente do bloco $N_{teo,fusco}$ é determinada como sendo a menor prevista da verificação dos possíveis modos de ruína. Assim, reescrevendo-se as equações (4.65), (4.66) e (4.67), temos:

$$N_{teo,fusco} \leq \begin{cases} \frac{0,2}{k_{mod}} f_c A_{pil,amp} \\ 2 \cdot \frac{0,2}{k_{mod}} f_c A_{est,amp} \\ 2 f_y A_s \tg \theta_{fusco} \end{cases} \quad (4.68)$$

4.3.4 Considerações para blocos sobre 3 estacas

A Figura 4.13 ilustra o esquema estrutural do modelo proposto por Fusco (1994) para blocos sobre três estacas, onde a origem das bielas junto ao nó superior é definida a partir do contorno de um círculo com diâmetro $0,3 (a_p + 4x)$.

Figura 4.13: Esquemático para blocos sobre 3 estacas: (a), (b) e (c) Esquema estrutural, (d) modelo biela-tirante.

Fonte: Próprio Autor

Desta forma, a inclinação θ_{fusco} das bielas é:

$$\theta_{fusco} = \arctg \left(\frac{H - d' - x}{\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 (\phi_p + 4x)} \right) \quad (4.69)$$

Os limites das bielas e armaduras dos tirantes são expressos por:

$$\sigma_{cv,d,pil} = \frac{N_d}{A_{pil,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.70)$$

$$\sigma_{cv,d,est} = \frac{N_d}{3 A_{est,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.71)$$

$$A_{s,m} = \frac{N_d}{3 f_{yd} \cdot \text{tg } \theta_{fusco}} \quad (4.72)$$

Por fim, as equações (4.70), (4.71) e (4.72) são reescritas a fim de se determinar a capacidade resistente teórica do bloco $N_{teo,fusco}$ para o método de Fusco (1994).

$$N_{teo,fusco} \leq \begin{cases} \frac{0,2}{k_{mod}} f_c A_{pil,amp} \\ 3 \cdot \frac{0,2}{k_{mod}} f_c A_{est,amp} \\ 3 f_y A_{s,m} \text{tg } \theta_{fusco} \end{cases} \quad (4.73)$$

Onde a relação entre armações dispostas nas medianas $A_{s,m}$ e nas laterais $A_{s,L}$ vale:

$$A_{s,m} = A_{s,L} \sqrt{3} \quad (4.74)$$

4.3.5 Considerações para blocos sobre 4 estacas

A Figura 4.14 ilustra o esquema estrutural do modelo proposto por Fusco (1994) para blocos sobre quatro estacas. Neste caso, a origem das bielas junto ao nó superior é definida a partir de $\frac{\sqrt{2}(a_p+4x)}{4}$ do centro do pilar.

Figura 4.14: Esquemático para blocos sobre 4 estacas. (a) esquema estrutural e (b) modelo biela-tirante.

Fonte: Próprio Autor

Portanto, a inclinação θ_{fusco} das bielas é:

$$\theta_{fusco} = \arctg \left[\frac{H - d' - x}{\frac{\sqrt{2}}{2} \left(L - \frac{(a_p + 4x)}{2} \right)} \right] \quad (4.75)$$

Os limites das bielas e armaduras dos tirantes são determinados pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{cv,d,pil} = \frac{N_d}{A_{pil,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.76)$$

$$\sigma_{cv,d,est} = \frac{N_d}{4 A_{est,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (4.77)$$

$$A_{s,D} = \frac{N_d}{4 f_{yd} \cdot \tg \theta_{fusco}} \quad (4.78)$$

A correlação entre as forças provenientes dos tirantes dispostos nas laterais $R_{std,L}$ e nas diagonais $R_{std,D}$ é equivalente a determinada no modelo proposto por Blevot e Frémy (1967):

$$A_{s,D} = A_{s,L} \sqrt{2} \quad (4.79)$$

Entretanto, com relação ao arranjo em malha, apenas as barras dispostas fora da projeção das estacas sofreram redução devido à perda de eficiência de 20%, as demais obtiveram eficiência total no cálculo da capacidade resistente do bloco (conforme Figura 4.15).

Figura 4.15: Arranjo de armaduras (a) nas laterais, (b) nas medianas e (c) em malha.

Fonte: Próprio Autor

Por fim, reescrevendo-se as equações (4.76), (4.77), (4.78) e (4.79) a fim de determinarmos a carga de ruptura teórica atuante no bloco $N_{teo,fusco}$ para o método de Fusco (1994), temos:

$$N_{teo,fusco} \leq \begin{cases} \frac{0,2}{k_{mod}} f_c A_{pil,amp} \\ 4 \cdot \frac{0,2}{k_{mod}} f_c A_{est,amp} \\ 4 f_y A_{s,D} \operatorname{tg} \theta_{fusco} \end{cases} \quad (4.80)$$

Com:

$$A_{s,D} = A_{s,L} \sqrt{2} \quad (4.81)$$

$$A_{s,D} = \frac{A_{s,malha,1} \sqrt{2}}{2} + \frac{A_{s,malha,2} \sqrt{2}}{2 \cdot 1,2} \quad (4.82)$$

$A_{s,malha,1}$: Área total de aço disposta sobre a projeção das estacas (eficiência total);

$A_{S,malha,2}$: Área total das barras posicionadas fora da projeção das estacas (redução da eficiência em 20%);

4.4 Modelo proposto por Santos (2015)

Santos (2013) propôs um modelo biela-tirante para dimensionamento de blocos sobre estacas (Figura 4.16), em princípio semelhante ao método de Blevot e Frémy (1967), que consiste em idealizar uma treliça espacial formada por bielas inclinadas interligando a base do pilar às estacas.

Contudo, no topo do bloco o autor emprega a ideia de Fusco (1994) de que há necessidade em se garantir uma profundidade y mínima para que as armaduras do pilar transmitam suas forças ao concreto do nó superior. Além disso, contempla também a consideração de que o concreto desta região nodal necessita de profundidade suficiente para resistir aos esforços de compressão do pilar e das bielas.

Por fim, junto ao fundo do bloco as bielas são equilibradas por tirantes posicionados sobre as estacas.

Figura 4.16: Modelo biela-tirante para bloco sobre estacas.

Fonte: Santos (2013)

O modelo proposto por Santos (2013) define a inclinação θ_{Santos} das bielas a partir da relação:

$$\theta_{Santos} = \arctg \left(\frac{h - 0,5y - d'}{a_b} \right) \quad (4.83)$$

Onde:

- h : Altura do bloco;
- d' : Distância entre a face inferior do bloco e o nível das armaduras;
- a_b : Projeção horizontal da biela;
- y : Altura da região nodal superior.

O autor recomenda que a inclinação das bielas permaneça dentro do intervalo $33,7^\circ \leq \theta_{Santos} \leq 63,4^\circ$, assim como apresentado no item 4.1 deste trabalho.

O equilíbrio dos nós superior e inferior (Figura 4.16) conduz às seguintes relações:

$$R_{cb,d} = \frac{N_d}{n_{est} \sen \theta_{Santos}} \quad (4.84)$$

$$R_{st,d} = \frac{N_d}{n_{est} \tg \theta_{Santos}} \quad (4.85)$$

Sendo:

- N_d : Força de cálculo aplicada no pilar;
- n_{est} : quantidade de estacas existente no bloco de fundação;

De acordo com Santos (2013), a resistência do nó superior é adotada, a favor da segurança, com o limite sugerido pela NBR 6118:2014 para nó CCC (conforme definido no item 2.8.4 desta dissertação), independentemente da quantidade de estacas. Desta forma, a tensão $\sigma_{cd,bie,pil}$ atuante no pilar deve limitar-se a:

$$\sigma_{cd,bie,pil} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,pil}} = \frac{N_d}{A_{pil,amp} \sen^2 \theta_{Santos}} \leq f_{cd1} \quad (4.86)$$

Os nós sobre as estacas são considerados como CCT e a tensão atuante $\sigma_{cd,bie,est}$ nas bielas sobre as estacas se limita a:

$$\sigma_{cd,bie,est} = \frac{R_{cb,d}}{A_{bie,est}} = \frac{N_d}{n_{est} A_{est,amp} \sen^2 \theta_{santos}} \leq f_{cd3} \quad (4.87)$$

Sendo:

- $A_{bie,pil}$: Área da seção da transversal da biela junto ao nó superior (pilar);
- $A_{bie,est}$: Área da seção da transversal da biela junto ao nó inferior (estaca);
- $A_{pil,amp}$: Área da seção transversal do pilar ampliada;
- $A_{est,amp}$: Área da seção transversal da estaca ampliada;

A área das bielas é determinada por:

$$A_{bie,pil} = A_{pil,amp} \sen \theta_{santos} \quad (4.88)$$

$$A_{bie,est} = A_{est,amp} \sen \theta_{santos} \quad (4.89)$$

Em Santos (2013), as expressões utilizadas para o cálculo das tensões são semelhantes às propostas por Blevot e Frémy (1967) a menos de duas variáveis: tensão limite de resistência do concreto e área das bielas. Com relação à área para cálculo da tensão nas bielas, a área do pilar (ou área da estaca) é substituída por uma área ampliada com abertura de 45°. O autor afirma que tal abertura determina de maneira mais racional a área da biela nas regiões nodais. As áreas ampliadas são determinadas pelas seguintes expressões:

$$A_{pil,amp} = (a_p + 2y)(b_p + 2y) \quad (4.90)$$

$$A_{est,amp} = \begin{cases} \frac{\pi}{4} (\emptyset_{est} + 2d')^2 \\ (D_{est} + 2d')^2 \end{cases} \quad (4.91)$$

Onde:

- a_p, b_p : Dimensões da seção transversal do pilar;
- $\emptyset_{est}$: Diâmetro da estaca (seção transversal circular);
- D_{est} : Largura da estaca (seção transversal quadrada).

Por fim, as armaduras A_s são definidas a partir determinação da força do tirante $R_{st,d}$, proveniente do equilíbrio do nó inferior:

$$A_s = \frac{R_{st,d}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{n_{est} \cdot f_{yd} \cdot \operatorname{tg} \theta_{santos}} \quad (4.92)$$

4.4.1 Rotina para dimensionamento dos blocos

A rotina proposta por Santos (2013) para dimensionamento dos blocos consiste em se determinar a profundidade do nó superior y de forma iterativa, em busca da otimização do valor limite de resistência das bielas. O roteiro de cálculo é apresentado a seguir:

1. Adota-se um valor para y ;
2. Determina-se a inclinação θ_{santos} das bielas;
3. Verificam-se as tensões de compressão do nó superior:
 - Caso essa tensão esteja com “folga” em relação ao limite, pode-se otimizar y iterativamente;
 - Caso não se obtenha a segurança adequada no nó, é necessário aumentar o valor de y (desde que respeitados os limites de inclinação das bielas);
4. Determinam-se as armaduras principais sobre as estacas;
5. Verificam-se as tensões de compressão do nó sobre as estacas;
6. Determinam-se as armaduras secundárias.

4.4.2 Considerações para blocos sobre 2 estacas

Nos blocos sobre duas estacas (Figura 4.17), a projeção horizontal da biela a_b corresponde a:

$$a_b = \frac{L}{2} - \frac{a_p}{4} \quad (4.93)$$

Portanto, determina-se a inclinação θ_{santos} a partir da relação:

$$\theta_{santos} = \arctg \left(\frac{H - d' - y/2}{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}} \right) \quad (4.94)$$

Os limites das bielas e armaduras dos tirantes são determinados pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{cd,bie,pil} = \frac{N_d}{A_{pil,amp} \sen^2 \theta_{santos}} \leq 0,85 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (4.95)$$

$$\sigma_{cd,bie,est} = \frac{N_d}{2 A_{est,amp} \sen^2 \theta_{santos}} \leq 0,72 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (4.96)$$

$$A_s = \frac{R_{st,d}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{2 f_{yd} \cdot \tg \theta_{santos}} \quad (4.97)$$

Figura 4.17: Esquemático para blocos sobre 2 estacas: (a) Esquema estrutural, (b) modelo biela-tirante, (c) Disposição das armaduras em planta, (d) Determinação da geometria das bielas.

Fonte: Próprio Autor

Para calibração do modelo de capacidade resistente, os coeficientes ponderadores das ações γ_f e das características dos materiais (γ_s e γ_c) são desconsiderados, bem como o coeficiente de modificação k_{mod} (embutido no limite das bielas $\sigma_{c,bie,lim}$). A previsão de capacidade de carga resistente do bloco $N_{teo,santos}$ é determinada como sendo a menor prevista da verificação dos possíveis modos de ruína. Assim, reescrevendo-se as equações (4.95), (4.96) e (4.97), temos:

$$N_{teo,santos} \leq \begin{cases} \frac{0,85 \alpha_{v2} f_c}{k_{mod}} A_{pil,amp} \sin^2 \theta_{santos} \\ 2 \cdot \frac{0,72 \alpha_{v2} f_c}{k_{mod}} A_{est,amp} \sin^2 \theta_{santos} \\ 2 f_y A_s \operatorname{tg} \theta_{santos} \end{cases} \quad (4.98)$$

4.4.3 Considerações para blocos sobre 3 estacas

A Figura 4.18 ilustra o modelo proposto por Santos (2013) para blocos sobre três estacas, onde a projeção horizontal da biela a_b corresponde a:

$$a_b = \frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 a_p \quad (4.99)$$

Desta forma, a inclinação θ_{santos} das bielas é:

$$\theta_{santos} = \arctg \left(\frac{H - d' - y/2}{\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 a_p} \right) \quad (4.100)$$

Os limites das bielas e armaduras dos tirantes são determinados pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{cd,bie,pil} = \frac{N_d}{A_{pil,amp} \sen^2 \theta_{santos}} \leq 0,85 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (4.101)$$

$$\sigma_{cd,bie,est} = \frac{N_d}{3 A_{est,amp} \sen^2 \theta_{santos}} \leq 0,72 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (4.102)$$

$$A_s = \frac{R_{st,d,m}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{3 f_{yd} \cdot \tg \theta_{santos}} \quad (4.103)$$

A correlação entre as forças provenientes dos tirantes dispostos nas laterais $R_{std,L}$ e nas medianas $R_{std,m}$ dos blocos sobre três estacas é idêntica à apresentada no modelo de Blevot e Frémy (1967):

$$R_{std,m} = R_{std,L} \sqrt{3} \quad (4.104)$$

Figura 4.18: Esquemático para blocos sobre 3 estacas: (a), (b) e (c) Esquema estrutural, (d) modelo biela-tirante.

Fonte: Próprio Autor

Reescrevendo-se as equações (4.101), (4.102), (4.103) e (4.104) em termos da capacidade de carga teórica do bloco $N_{teo,santos}$ para o método de Santos (2013), temos:

$$N_{teo,santos} \leq \begin{cases} \frac{0,85 \alpha_{v2} f_c}{k_{mod}} A_{pil,amp} \sin^2 \theta_{santos} \\ 3 \cdot \frac{0,72 \alpha_{v2} f_c}{k_{mod}} A_{est,amp} \sin^2 \theta_{santos} \\ 3 f_y A_{S,m} \tan \theta_{santos} \end{cases} \quad (4.105)$$

Onde:

$$A_{S,m} = A_{S,L} \sqrt{3} \quad (4.106)$$

4.4.4 Considerações para blocos sobre 4 estacas

No caso de blocos sobre quatro estacas (Figura 4.19), a projeção horizontal da biela (a) é determinada pela seguinte expressão:

$$a = \frac{\sqrt{2}}{2} \left(L - \frac{a_p}{2} \right) \quad (4.107)$$

A inclinação θ_{santos} das bielas corresponde a:

$$\theta_{santos} = \arctg \left[\frac{H - d' - y/2}{\frac{\sqrt{2}}{2} \left(L - \frac{a_p}{2} \right)} \right] \quad (4.108)$$

Desta forma, os limites das bielas e armaduras dos tirantes são determinados por:

$$\sigma_{cd,bie,pil} = \frac{N_d}{A_{pil,amp} \sen^2 \theta_{santos}} \leq 0,85 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (4.109)$$

$$\sigma_{cd,bie,est} = \frac{N_d}{4 A_{est,amp} \sen^2 \theta_{santos}} \leq 0,72 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (4.110)$$

$$A_S = \frac{R_{st,d,D}}{f_{yd}} = \frac{N_d}{4 f_{yd} \cdot \tg \theta_{santos}} \quad (4.111)$$

A correlação entre as forças dos diferentes tipos de arranjos ($A_{S,D}$, $A_{S,L}$ e $A_{S,malha}$) é a mesma apresentada no método de Fusco (1994).

Figura 4.19: Esquemático de blocos sobre 4 estacas, (a) esquema estrutural e (b) modelo biela-tirante.

Fonte: Próprio Autor

Portanto, a expressão (4.112) fornece o limite para a capacidade teórica $N_{teo,santos}$ do método de Santos (2013) para blocos sobre quatro estacas.

$$N_{teo,santos} \leq \begin{cases} \frac{0,85 \alpha_{v2} f_c}{k_{mod}} A_{pil,amp} \sin^2 \theta_{santos} \\ 4 \cdot \frac{0,72 \alpha_{v2} f_c}{k_{mod}} A_{est,amp} \sin^2 \theta_{santos} \\ 4 f_y A_{S,D} \tan \theta_{santos} \end{cases} \quad (4.112)$$

Com:

$$A_{S,D} = A_{S,L} \sqrt{2} \quad (4.113)$$

$$A_{S,D} = \frac{A_{S,malha,1} \sqrt{2}}{2} + \frac{A_{S,malha,2} \sqrt{2}}{2 \cdot 1,2} \quad (4.114)$$

4.5 Observações preliminares sobre os modelos apresentados

A Figura 4.20 ilustra o desenvolvimento das bielas idealizadas para um bloco sobre duas estacas, a partir dos três métodos propostos.

Figura 4.20: Perfil das bielas

Fonte: Próprio Autor

É importante observar que os três modelos definem inclinações de bielas de formas distintas. Tomando-se como exemplo os blocos sobre duas estacas, enquanto a proposta de Blevot e Frémy (1967) define a tangente do ângulo pela razão $\left[h / \left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4} \right) \right]$, o modelo de Fusco (1994) propõe $\left[(h - x) / \left(\frac{L}{2} - \frac{a_p + 4x}{4} \right) \right]$ e o modelo de Santos (2013) determina como sendo $\left[(h - \frac{Y}{2}) / \left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4} \right) \right]$. A diferença na inclinação das bielas gera trações nos tirantes e, conseqüentemente, quantidade de armaduras diferentes nos três métodos.

O modelo proposto por Fusco (1994) apresenta bielas mais íngremes e mais largas em comparação com os demais, isso se deve a abertura de carga junto ao nó superior ocorrer com ângulo de $\arctg(1/2)$ em relação ao plano horizontal, para que a tensão vertical do pilar alcance o limite reduzido de $0,20f_{cd}$. Contudo essa abertura pode se mostrar excessiva em alguns casos, o que resulta em uma inflexão no caminhamento das tensões a partir da base do pilar e, para equilíbrio da treliça análoga, gera um tirante secundário logo abaixo da cota X. Esse tirante se torna relevante com o aumento da inclinação das bielas.

A partir da figura (Figura 4.20), nota-se que a consideração engessada de abertura a 45° gera um pequeno erro na consideração da área das bielas junto ao nó superior, tornando-se desfavorável a segurança para inclinações θ das bielas inferiores a 45° . Contudo, vale lembrar que o limite de resistência estipulado para o nó superior f_{cd1} subestima o efeito do confinamento, principalmente no caso de nós tridimensionais. Sendo assim, neste trabalho a abertura para cálculo da tensão nas bielas será considerada fixa a 45° . A comparação com os ensaios poderá indicar se esta premissa necessita ser reavaliada.

A análise dos três métodos de dimensionamento será aprofundada a partir da comparação com os resultados experimentais (capítulo 6 deste trabalho).

5 Dados experimentais sobre a resistência dos blocos de fundação

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo apresenta-se um resumo dos ensaios que serviram de referência para comparação com os modelos de cálculo. São detalhadas as metodologias de ensaio, bem como as características geométricas e mecânicas dos exemplares, os valores observados para o carregamento último experimental e as conclusões dos respectivos pesquisadores. Tais informações são de suma importância na orientação das análises e conclusões presentes nesta dissertação.

5.2 Ensaios de Blevot e Frémy (1967)

Em 1967, Blevot e Frémy publicaram o artigo “*Semelles sur Pieux*” contendo os resultados de ensaios realizados em blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos a carregamento centrado. Os autores desenvolveram modelos de dimensionamento através da aplicação do Método das Bielas, mais especificamente através da generalização dos conceitos introduzidos por M. Lebellet na década de 30 (para o dimensionamento de sapatas). Foram apresentados modelos teóricos, bem como, recomendações práticas para o dimensionamento de blocos sobre duas a sete estacas.

A pesquisa contém 116 blocos de concreto armado, separados em duas etapas. Na primeira série de ensaios, realizada entre 1955 e 1958, foram ensaiados blocos em escala reduzida (reduzidos na proporção de 1/3 a 1/2 dos usuais), sendo 51 sobre quatro estacas, 37 sobre três e 6 sobre duas. Em todos os casos, as estacas possuíam seção quadrada de lado igual a 14cm, enquanto que os pilares possuíam seção quadrada de lado igual a 15cm. A distância entre os eixos das estacas foi mantida constante em 42cm, valor correspondente a três vezes a dimensão das estacas. Esta série de ensaios teve por objetivo:

- A determinação do coeficiente de segurança resultante da aplicação do método das bielas, verificada a partir da relação entre a carga de ruptura dos exemplares e a determinada teoricamente para o escoamento das armaduras (calculadas para a tensão nas armaduras igual a $0,6 f_y$, onde f_y corresponde à tensão de escoamento do aço, conforme recomendação para elementos tracionados presente no código francês BA 1960, vigente na época dos ensaios);
- A avaliação prévia da eficiência de diferentes disposições de armaduras (teoricamente equivalentes) em relação a fissuração e a ruptura;
- Determinação das condições em que podem ocorrer rupturas devido ao fenômeno da punção.

A segunda série de ensaios, conduzida entre 1958 e 1961, continha exemplares em escala natural, porém em menor quantidade, com 8 blocos apoiados em três estacas, 8 apoiados em quatro estacas e 6 sobre duas estacas. Esta etapa teve por objetivo a confirmação dos resultados obtidos nos primeiros ensaios com elementos em escala reduzida.

A Figura 5.1 ilustra o modelo esquemático empregado nos ensaios de Blevot e Frémy (1967):

Figura 5.1: Modelo esquemático dos ensaios.

Fonte: Blevot e Frémy (1967)

Para garantir a centralidade do carregamento no pilar e nos apoios e a possibilidade de rotação das estacas, foram inseridas esferas metálicas entre placas espessas junto aos apoios e na prensa. Entretanto, observou-se que as esferas

apresentavam restrição ao movimento horizontal das estacas e, conseqüentemente, reduziam o esforço de tração no fundo dos blocos. Desta forma, os pesquisadores acrescentaram ao esquema um conjunto de esferas menores sob as placas de modo a garantir o movimento horizontal das estacas.

Blevot e Frémy (1967) relatam que a interpretação dos resultados foi difícil em razão da complexidade dos fenômenos observados no momento da ruptura. Vale lembrar que, no caso de vigas, é possível se estudar separadamente os efeitos produzidos por momento fletor e força cortante. Contudo, no caso de blocos de fundação tal separação é complexa, pois o aumento da quantidade de armaduras inferiores, em geral, conduziu ao aumento da resistência à punção do elemento.

5.2.1 Ensaios de blocos sobre quatro estacas

Conforme ilustrado na Figura 5.2, a primeira série de ensaios continha cinco categorias distintas de arranjos de armaduras. A quantidade de armaduras foi definida com base nas equações propostas pelos pesquisadores, baseadas no método das bielas.

Figura 5.2: Disposições de armaduras para blocos sobre quatro estacas.

Fonte: Blevot e Frémy (1967).

As categorias 1 e 2 (Figura 5.2-1 e Figura 5.2-2) possuíam armaduras A_s dispostas segundo as laterais do bloco. A diferença entre sistemas se dava na ancoragem das armaduras, enquanto a primeira disposição possuía dobras verticais nas extremidades das barras, a segunda continha dobras horizontais sobre os apoios (cintas) terminadas em ganchos.

A terceira disposição (Figura 5.2-3) equilibrava o sistema de forças através de tirantes localizados nas diagonais dos blocos.

O quarto arranjo de armaduras (Figura 5.2-4) foi composto por um sistema misto de armaduras posicionadas nas laterais e diagonais.

Por fim, a disposição 5 (Figura 5.2-5) continha um arranjo em malha das barras nas duas direções paralelas às faces laterais do bloco. Tais armaduras não foram determinadas diretamente pelo método das bielas, Blevot e Frémy (1967) mantiveram apenas a quantidade de armação equivalente a que seria determinada caso o bloco estivesse armado com a disposição de armaduras nas laterais, o que teoricamente resultaria na mesma carga de ruptura caso a eficiência se mostrasse a mesma.

A segunda série de ensaios continha dois grupos de blocos em escala natural, diferenciados pela inclinação das bielas (45° e 55°). Cada grupo foi ensaiado com dois sistemas de distribuição de armaduras e dois tipos de aço diferentes tendo, portanto, quatro diferentes blocos em cada grupo.

Os arranjos adotados foram:

- Armaduras dispostas nas laterais do bloco e uma malha adicional para conter a fissuração do fundo do bloco;
- Sistema misto composto por armaduras nas laterais e diagonais do bloco.

Em cada caso, um bloco continha barras de aço lisas com ancoragem em ganchos e outro continha barras nervuradas de alta aderência sem ganchos nas extremidades.

A Tabela 5.1 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.1: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 4 estacas

Blocos sobre 4 estacas - Blevot e Frémy (1967)												
Identificação do bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	a _p (cm)	f _c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	As (cm ²)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína
2ª Série de ensaios	4N1	75	$\frac{68,0}{65,0}$	120	35	50	37,3	4x4 Φ 32 (laterais) 2x7 Φ 15 (malha)	Gancho Gancho	32,2 14,1	276 279	7000 E
	4N1 (Bis)	75	$\frac{68,5}{66,5}$	120	35	50	40,8	4x4 Φ 25 (laterais) 2x7 Φ 12 (malha)	Reta Reta	20,0 8,2	443 517	6700 B
	4N2	75	$\frac{68,0}{62,5}$	120	35	50	37,1	4x3 Φ 32 (laterais) 2x4 Φ 25 (diagonais)	Gancho Gancho	24,1 19,6	279 300	6580 B
	4N2 (Bis)	75	$\frac{68,5}{64,5}$	120	35	50	34,2	4x3 Φ 25 (laterais) 2x4 Φ 20 (diagonais)	Reta Reta	15,0 12,8	498 475	7390 B
	4N3	100	$\frac{93,0}{90,0}$	120	35	50	34,2	4x(2 Φ 32+2 Φ 25) (laterais) 2x8 Φ 12 (malha)	Gancho Gancho	25,9 9,1	262 293	6500 E
	4N3 (Bis)	100	$\frac{93,5}{91,0}$	120	35	50	49,3	4x(2 Φ 25+2 Φ 20) (laterais) 2x8 Φ 10 (malha)	Reta Reta	16,4 6,6	470 430	9000 B
	4N4	100	$\frac{94,0}{89,0}$	120	35	50	35,4	4x4 Φ 25 (laterais) 2x4 Φ 25 (diagonais)	Gancho Gancho	19,6 19,6	291 291	7530 E
	4N4 (Bis)	100	$\frac{94,0}{90,5}$	120	35	50	42,3	4x4 Φ 20 (laterais) 2x4 Φ 20 (diagonais)	Reta Reta	12,8 12,8	486 486	8110 B
	1,1	30	$\frac{25,0}{25,0}$	42	14	15	29,1	4x4 Φ 8 (laterais)	Gancho	2,0	440	850 *
	1,2	30	$\frac{26,8}{26,2}$	42	14	15	27,9	2x4 Φ 10 (diagonais)	Gancho	3,1	452	880 *
	1,3	30	$\frac{26,2}{26,2}$	42	14	15	31,3	4x2 Φ 8 (laterais)	Gancho	1,0	440	870 *
	1,4	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	15	27,9	2x2 Φ 10 (diagonais)	Gancho	1,6	452	870 *
	1,5	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	15	29,1	2x1 Φ 8 (laterais)	Gancho	1,0	440	635 *
	2,1	30	$\frac{25,6}{27,8}$	42	14	15	29,1	4x1 Φ 8 (laterais)	Gancho	2,0	478	718 *
	2,2	30	$\frac{27,8}{27,7}$	42	14	15	32,6	4x4 Φ 10 (laterais)	Gancho	3,1	284	748 *
1ª Série de ensaios	2,3	30	$\frac{27,7}{26,9}$	42	14	15	32,8	2x4 Φ 12 (diagonais)	Gancho	4,5	356	810 E
	2,4	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	15	31,6	4x2 Φ 10 (laterais)	Gancho	1,6	291	740 E
	3,1	30	$\frac{27,0}{26,1}$	42	14	15	31,0	2x2 Φ 12 (diagonais)	Gancho	2,3	334	740 E
	3,2	30	$\frac{26,1}{18,1}$	42	14	15	32,1	4 Φ 10 (laterais)	Gancho	3,1	330	705 B
	3,3	20	$\frac{18,1}{17,7}$	42	14	15	37,2	4x4 Φ 8 (laterais)	Gancho	2,0	469	475 B
	3,4	20	$\frac{17,7}{17,3}$	42	14	15	30,9	2x4 Φ 10 (diagonais)	Gancho	3,1	447	540 B
	1A1	20	$\frac{17,3}{17,3}$	42	14	15	30,9	4x2 Φ 8 (laterais)	Gancho	1,0	432	510 B
	1A2	20	$\frac{15,4}{27,0}$	42	14	15	32,6	2x2 Φ 10 (diagonais)	Gancho	1,6	451	510 B
	1A2 (Bis)	20	$\frac{15,4}{27,0}$	42	14	15	32,6	4 Φ 8 (laterais)	Gancho	2,0	474	435 B
	1A3	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	26,6	4x2 Φ 10 (laterais)	Gancho	1,6	505	1150 B
	1A4	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	36,8	4x2 Φ 12 (laterais)	Gancho	2,2	484	900 B
	3A1	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	33,3	2x2 Φ 12 (diagonais)	Gancho	2,2	492	900 B
	3A2	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	33,3	2x2 Φ 14 (diagonais)	Gancho	3,1	514	1178 B
	3A3	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	33,3	2x2 Φ 12 (diagonais)	Gancho	2,2	492	1178 B
	3A3 (Bis)	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	33,3	2x2 Φ 14 (diagonais)	Gancho	3,1	514	1178 B
	3A4	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	33,6	4x(1 Φ 10+1 Φ 12) (laterais)	Gancho	1,9	523	1185 E
	3A4 (Bis)	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	18	32,9	2x(1 Φ 10+1 Φ 12) (diagonais)	Gancho	1,9	486	1158 B
	Q,1	20	$\frac{27,0}{17,0}$	42	14	18	29,2	2 Φ 10 (laterais)	Gancho	1,6	510	815 E
	Q,2	20	$\frac{17,0}{17,0}$	42	14	18	39,2	4x2 Φ 10 (laterais)	Gancho	1,6	530	900 E
	Q,2 (Bis)	20	$\frac{17,0}{17,2}$	42	14	18	32,0	4x2 Φ 12 (laterais)	Gancho	2,2	489	845 E
	6,1	20	$\frac{17,2}{17,2}$	42	14	18	46,1	2x2 Φ 12 (diagonais)	Gancho	2,2	491	900 E
	6,2	20	$\frac{17,2}{17,2}$	42	14	18	32,0	2x2 Φ 14 (diagonais)	Gancho	3,1	516	665 E
	6,3	20	$\frac{17,2}{17,2}$	42	14	18	46,1	4x(1 Φ 10+1 Φ 12) (laterais)	Gancho	1,9	508	843 B
	6,4	20	$\frac{17,2}{17,2}$	42	14	18	46,1	2x(1 Φ 10+1 Φ 12) (diagonais)	Gancho	1,9	485	845 B
	6,5	20	$\frac{17,2}{17,0}$	42	14	18	32,4	4x(1 Φ 10+1 Φ 12) (laterais)	Gancho	1,9	508	845 B
	6,6	20	$\frac{17,0}{17,0}$	42	14	18	32,4	2 Φ 10 (laterais)	Gancho	1,6	512	845 B
	9A1	20	$\frac{17,0}{19,4}$	42	14	15	33,9	2 Φ 12 (laterais)	Gancho	2,2	481	845 B
	9A2	20	$\frac{19,4}{29,2}$	42	14	15	30,8	2x8 Φ 8 (malha)	Gancho	4,0	460	408 B
	9A3	20	$\frac{29,2}{27,3}$	42	14	15	21,0	2x8 Φ 10 (malha)	Gancho	6,3	342	650 B
	9A3 (Bis)	20	$\frac{27,3}{10,7}$	42	14	15	13,2	2x8 Φ 8 (malha)	Gancho	4,0	325	510 E
	9A3 (Bis)	20	$\frac{10,7}{10,6}$	42	14	15	13,2	4x4 Φ 10 (laterais)	Gancho	3,1	498	185 *
	9A3 (Bis)	20	$\frac{10,6}{18,0}$	42	14	15	22,1	4x4 Φ 14 (laterais)	Gancho	6,2	461	290 *
	9A3 (Bis)	20	$\frac{18,0}{17,1}$	42	14	15	30,6	4x4 Φ 10 (laterais)	Gancho	3,1	512	650 B
	9A3 (Bis)	20	$\frac{17,1}{26,4}$	42	14	15	18,4	4x4 Φ 14 (laterais)	Gancho	6,2	476	850 B
	9A3 (Bis)	20	$\frac{26,4}{27,7}$	42	14	15	18,4	4x4 Φ 12 (laterais)	Gancho	4,5	518	843 B
	9A3 (Bis)	20	$\frac{27,7}{47,4}$	42	14	15	22,6	4x4 Φ 16 (laterais)	Gancho	8,0	468	810 B
	9A3 (Bis)	20	$\frac{47,4}{47,1}$	42	14	15	33,9	4x4 Φ 12 (laterais)	Gancho	4,5	459	1200 B
	9A3 (Bis)	20	$\frac{47,1}{47,4}$	42	14	15	28,6	4x4 Φ 16 (laterais)	Gancho	8,0	467	1900 B
	9A3 (Bis)	20	$\frac{47,4}{47,4}$	42	14	15	28,6	4x4 Φ 12 (laterais)	Gancho	4,5	465	1700 B

continua

continuação

Tabela 5.1: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 4 estacas

10,1a	25	22,6	42	14	15	28,7	4x4 Φ12 (laterais)	Gancho	4,5	446	850	*
10,1b	25	22,1	42	14	15	35,8	4x2 Φ12 (laterais)	Gancho	2,3	456	800	*
		22,1					2x2 Φ14 (diagonais)	Gancho	3,1	480		
10,2a	25	21,8	42	14	15	28,2	4x4 Φ12 (laterais)	Gancho	4,5	453	750	*
10,2b	25	22,0	42	14	15	26,1	4x2 Φ12 (laterais)	Gancho	2,3	462	800	*
		22,0					2x2 Φ14 (diagonais)	Gancho	3,1	480		
10,3a	25	22,3	42	14	15	23,6	4x4 Φ12 (laterais)	Gancho	4,5	462	760	*
10,3b	25	21,5	42	14	15	27,7	4x2 Φ12 (laterais)	Gancho	2,3	464	740	*
		21,5					2x2 Φ14 (diagonais)	Gancho	3,1	480		
11,1a	30	27,2	42	14	15	22,3	4x4 Φ12 (laterais)	Gancho	4,5	311	563	B
11,1b	30	27,2	42	14	15	16,2	4x4 Φ12 (laterais)	Reta	4,5	311	490	B
11,2a	30	28,8	42	14	15	25,6	4x4 Φ10 (laterais)	Gancho	3,1	445	558	B
11,2b	30	27,5	42	14	15	24,9	4x4 Φ10 (laterais)	Reta	3,1	441	585	B
12,1a	20	17,1	42	14	15	17,3	4x4 Φ12 (laterais)	Gancho	4,5	319	840	B
12,1b	20	17,1	42	14	15	18,2	4x4 Φ12 (laterais)	Reta	4,5	319	693	A
12,2a	20	17,3	42	14	15	27,0	4x4 Φ10 (laterais)	Gancho	3,1	436	750	B
12,2b	20	17,0	42	14	15	21,7	4x4 Φ10 (laterais)	Reta	3,1	432	640	B

Observações: - Os Blocos 1,1 / 1,2 / 1,3 / 1,4 / 1,5 / 2,1 / 6,1 / 6,2 / 10,1a / 10,1b não serão considerados pois apresentaram conclusões imprecisas;
- Os Blocos 10,2a / 10,2b / 10,3a / 10,3b não serão considerados pois foram carregados excêntricamente;
- O Bloco 12,1b não será considerado pois apresentou ruptura na ancoragem do tirante;
- Os Blocos 3,3/3,4/3A1/3A4/6,3/6,4/12,1a/12,2a/12,2b não serão considerados pois apresentaram inclinação das bielas inferior a $\arctg(2/3)$;
- Seção transversal das estacas: Quadrada;
- Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) punção do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

A Figura 5.3 ilustra alguns exemplares ensaiados por Blevot e Frémy (1967), onde é possível observar as configurações típicas de fissuração e ruptura dos blocos sobre quatro estacas.

Figura 5.3: Exemplos dos ensaios de blocos sobre quatro estacas, (1) Fissuração diagonal, (2) Ruptura complexa, (3) Ruptura com fissuras inclinadas, (4) Ruptura com fissuração central na vertical e inclinada sobre a estaca, (5) Ruína por esgotamento da capacidade da biela, (6) Ruptura por possível escorregamento da armadura.

Fonte: Blevot e Frémy (1967)

As principais conclusões destes ensaios foram:

- Com relação ao quesito de segurança à ruptura da primeira série de ensaios, para inclinações θ das bielas, formadas com o plano horizontal entre 35° e 55° , os quatro primeiros arranjos de armadura mostraram-se equivalentes, com cargas de ruptura (últimas) pouco superiores às obtidas pelo método simplificado das bielas. O bloco com armadura disposta em malha apresentou carga de ruptura cerca de 20% inferior à prevista;

- Para inclinações θ das bielas menores que 35° (blocos semirrígidos, conforme definido no item 4.1 deste trabalho), a previsão de carga de ruptura pelo método das bielas resultou contrária a segurança, de acordo com Blevot e Frémy (1967) ocorreram “fenômenos de ruptura complexa de difícil análise” (Figura 5.3-2);

- Nos blocos com altura útil correspondente a inclinações θ superiores a 55° , constaram-se também cargas de ruptura inferiores às previstas, resultado contra a segurança. Segundo Machado (1981) tais rupturas ocorrem devido ao efeito de bloco parcialmente carregado com fendilhamento no plano vertical, junto à base do pilar;

- Mesmo em alguns casos de inclinações θ em torno de 45° , foram obtidas cargas de ruptura inferiores às previstas, correspondendo a taxas anormais de armaduras. Blevot e Frémy (1967) sugeriram impor uma verificação de tensão fictícia de compressão nas bielas ao invés de limitar a taxa de armadura para os blocos, com o intuito de eliminar os casos que conduziam a valores contrários à segurança;

No que se refere às condições de fissuração, os ensaios levaram as seguintes conclusões:

- A terceira disposição de armadura (sobre as diagonais) apresentou o pior desempenho em relação a fissuração das faces laterais.

- As disposições 1 e 2 apresentaram melhor controle de fissuração nas faces laterais, porém o pior desempenho na face inferior do bloco.

- O tipo 5 mostrou-se com melhor desempenho quanto a fissuração. Desta forma a armadura disposta em malha pode ser combinada com as disposições 1 e 2 no dimensionamento dos blocos.

- Quanto ao fenômeno de punção Blevot e Frémy (1967) não conseguiram definir, devido à complexidade deste fenômeno na proximidade da carga de ruptura, a resistência de blocos pouco rígidos (pequenas inclinações θ), contudo os autores afirmam que este fenômeno está associado à quantidade, disposição e característica mecânica das armaduras inferiores. Vale ressaltar que não foi observada nenhuma ruptura por punção no centro do bloco, mesmo nos pouco rígidos, porém ocorreram rupturas de canto devido a reação das estacas de extremidade, produzindo superfícies inclinadas devido à fissuração. Blevot e Frémy (1967) afirmam que os blocos calculados pelo método das bielas não apresentam riscos de ruptura por punção desde que sejam respeitadas as inclinações mínimas ($\theta > 40^\circ$) e os limites de tensão de compressão das bielas.

Com relação à segunda série de ensaios, os resultados se mostraram semelhantes aos da primeira série.

5.2.2 Ensaios de blocos sobre três estacas

Nos blocos sobre três estacas os pesquisadores ensaiaram 5 categorias de disposições construtivas, conforme ilustrado na Figura 5.4.

Figura 5.4: Disposições de armaduras para blocos sobre três estacas.

Fonte: Blevot e Frémy (1967)

As categorias 1 e 2 (Figura 5.4-1 e Figura 5.4-2) possuíam armaduras A_s dispostas segundo as laterais do bloco. A diferença entre sistemas se dava, assim como nos blocos sobre quatro estacas, na ancoragem das armaduras.

O terceiro arranjo (Figura 5.4-3) equilibrava o sistema de forças através de tirantes localizados nas medianas dos blocos.

O quarto arranjo de armaduras (Figura 5.4-4) foi composto por um sistema misto de barras posicionadas nas laterais e medianas.

Por fim, a disposição 5 (Figura 5.4-5) continha um arranjo de barras em malha.

A segunda série de ensaios teve dois grupos de blocos em escala natural, diferenciados pela inclinação das bielas (aproximadamente 40° e 52°). Cada grupo continha dois tipos de arranjos de armaduras e dois tipos de aço distintos.

Os arranjos de armaduras adotados foram:

- Armaduras dispostas nas laterais e uma malha adicional para conter a fissuração do fundo do bloco;
- Sistema misto composto por armaduras nas laterais e medianas do bloco.

Quatro dos blocos foram armados com barras lisas (terminados em ganchos) e os demais com barras de alta aderência (barras nervuradas), porém sem ganchos.

A Tabela 5.2 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.2: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 3 estacas.

Blocos sobre 3 estacas - Blevot e Frémy (1967)															
Identificação do bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	ap (cm)	f _c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	A _s (cm²)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína			
2ª Série de ensaios	3N1	55	$\frac{43,5}{48,5}$	120	35	45	45,6	3 Ø32 (laterais)	Gancho	24,13	252	4200	E		
			$\frac{49,0}{46,5}$	120	35	45	45,4	3x4 Ø20 (medianas)	Gancho	12,57	277				
	3N1 (Bis)	55	$\frac{49,0}{46,5}$	120	35	45	45,4	3x4 Ø25 (laterais)	Reta	19,63	445	5000	B		
								3x2 Ø20 (medianas)	Reta	6,28	447				
	3N2	55	$\frac{43,5}{49,0}$	120	35	45	37,7	3 Ø32 (laterais)	Gancho	24,13	255	3800	E		
	3N2 (Bis)	55	$\frac{49,0}{69,0}$	120	35	45	43,7	3x4 Ø25 (laterais)	Reta	19,63	442	4500	B		
			$\frac{69,0}{73,5}$	120	35	45	46,3	2 Ø32 + 1 Ø25 (laterais)	Gancho	20,99	282	6200	B		
								3x4 Ø20 (medianas)	Gancho	12,57	291				
	3N3 (Bis)	80	$\frac{74,0}{71,5}$	120	35	45	40,9	3x4 Ø25 (laterais)	Reta	19,63	436	5800	B		
							3x2 Ø20 (medianas)	Reta	6,28	456					
	3N4	80	$\frac{69,0}{69,0}$	120	35	45	32,7	2 Ø32 (laterais)	Gancho	16,00	261	5200	E		
							1 Ø25 (laterais)	Gancho	4,99	333					
	3N4 (Bis)	80	$\frac{74,0}{74,0}$	120	35	45	42,5	3x4 Ø25 (laterais)	Reta	19,63	439	7200	*		
1ª Série de ensaios	4,1	20	$\frac{17,4}{17,4}$	42	14	15	34,7	3x3 Ø10 (laterais)	Gancho	2,36	439	573	B		
	4,2	20	$\frac{15,4}{15,4}$	42	14	15	35,6	3 Ø10 (laterais)	Gancho	2,36	436	570	B		
		4,3	20	$\frac{17,4}{17,4}$	42	14	15	37,1	3x2 Ø10 (laterais)	Gancho	1,57	446	568	B	
								3x2 Ø8 (medianas)	Gancho	1,01	420				
	6,1	30	$\frac{28,3}{28,3}$	42	14	15	37,4	3x3 Ø12 (laterais)	Gancho	3,39	474	1140	B		
	6,2	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	15	32,5	3 Ø12 (laterais)	Gancho	3,39	481	1120	B		
		6,3	30	$\frac{25,5}{25,5}$	42	14	15	36,4	3x2 Ø12 (laterais)	Gancho	2,26	484	1180	B	
								3x2 Ø10 (medianas)	Gancho	1,57	505				
		6,3 (Bis)	30	$\frac{26,1}{26,1}$	42	14	18	25,0	3x2 Ø10 (laterais)	Gancho	1,57	505	958	B	
								3x2 Ø12 (medianas)	Gancho	2,26	434				
	7N1	14	$\frac{10,5}{10,5}$	42	14	15	28,3	3x3 Ø10 (laterais)	Gancho	2,36	481	390	B		
	7N2	14	$\frac{11,4}{11,4}$	42	14	15	28,5	3x3 Ø14 (laterais)	Gancho	4,62	481	448	B		
	7N3	20	$\frac{16,6}{16,6}$	42	14	15	22,0	3x3 Ø10 (laterais)	Gancho	2,36	472	595	B		
	7N4	20	$\frac{17,3}{17,3}$	42	14	15	17,7	3x3 Ø14 (laterais)	Gancho	4,62	484	548	B		
	7N5	30	$\frac{26,6}{26,6}$	42	14	15	23,8	3x3 Ø12 (laterais)	Gancho	3,39	494	900	B		
	7N6	30	$\frac{26,5}{26,5}$	42	14	15	23,8	3x3 Ø16 (laterais)	Gancho	6,03	466	1050	B		
		8,1	25	$\frac{23,1}{23,1}$	42	14	15	23,2	3x2 Ø10 (laterais)	Gancho	1,58	335	588	B	
								3x2 Ø8 (laterais)	Gancho	1,00	359				
		8,2	25	$\frac{22,6}{22,6}$	42	14	15	23,2	3x4 Ø12 (medianas)	Gancho	4,52	342	440	E	
			8,3	25	$\frac{22,0}{22,0}$	42	14	15	27,5	3x(1 Ø8+1 Ø10) (laterais)	Gancho	1,29	340	450	E
									3x2 Ø12 (medianas)	Gancho	2,26	319			
		8,1 (Bis)	25	$\frac{23,1}{23,1}$	42	14	15	29,5	3x2 Ø10 (laterais)	Gancho	1,58	446	750	B	
									3x2 Ø8 (laterais)	Gancho	1,00	453			
		8,2 (Bis)	25	$\frac{22,6}{22,6}$	42	14	15	29,1	3x4 Ø12 (medianas)	Gancho	4,52	462	543	E	
			8,3 (Bis)	25	$\frac{22,0}{22,0}$	42	14	29,5	3x(1 Ø8+1 Ø10) (laterais)	Gancho	1,29	458	683	E	
									3x2 Ø12 (medianas)	Gancho	2,26	464			
		13,a	22	$\frac{19,5}{19,5}$	42	14	15	40,7	3x4 Ø12 (laterais)	Gancho	4,52	322	750	B	
		13,b	22	$\frac{19,7}{19,7}$	42	14	15	38,8	3x4 Ø12 (laterais)	Reta	4,52	324	535	*	
		13,c	22	$\frac{19,8}{19,8}$	42	14	15	39,8	3x4 Ø10 (laterais)	Gancho	3,14	458	693	B	
		13,d	22	$\frac{19,7}{19,7}$	42	14	15	39,6	3x4 Ø10 (laterais)	Reta	3,14	457	640	B	
			13,e	22	$\frac{19,6}{19,6}$	42	14	38,0	3x2 Ø12 (laterais)	Gancho	2,26	325	667	B	
									3x2 Ø12 (medianas)	Gancho	2,26	325			
			13,f	22	$\frac{19,7}{19,7}$	42	14	33,3	3x2 Ø12 (laterais)	Reta	2,26	318	500	*	
									3x2 Ø12 (medianas)	Reta	2,26	318			
			13,g	22	$\frac{20,5}{20,5}$	42	14	37,1	3x2 Ø10 (laterais)	Gancho	1,57	458	630	B	
									3x2 Ø10 (medianas)	Gancho	1,57	458			
		13,h	22	$\frac{19,4}{19,4}$	42	14	23,9	3x2 Ø10 (laterais)	Reta	1,57	457	451	B		
								3x2 Ø10 (medianas)	Reta	1,57	457				
	14,a	30	$\frac{27,7}{27,7}$	42	14	15	31,8	3x4 Ø12 (laterais)	Gancho	4,52	317	1068	A		
	14,b	30	$\frac{26,5}{26,5}$	42	14	15	32,4	3x4 Ø12 (laterais)	Reta	4,52	318	903	E		
	14,c	30	$\frac{27,6}{27,6}$	42	14	15	33,5	3x4 Ø10 (laterais)	Gancho	3,14	465	800	A		
	14,d	30	$\frac{27,0}{27,0}$	42	14	15	34,4	3x4 Ø10 (laterais)	Reta	3,14	465	803	E		
		14,e	30	$\frac{26,4}{26,4}$	42	14	29,0	3x2 Ø12 (laterais)	Gancho	2,26	322	903	B		
								3x2 Ø12 (medianas)	Gancho	2,26	322				
		14,f	30	$\frac{26,6}{26,6}$	42	14	27,7	3x2 Ø12 (laterais)	Reta	2,26	324	850	B		
								3x2 Ø12 (medianas)	Reta	2,26	324				
		14,g	30	$\frac{27,4}{27,4}$	42	14	27,0	3x2 Ø10 (laterais)	Gancho	1,57	471	853	B		
								3x2 Ø10 (medianas)	Gancho	1,57	471				
		14,h	30	$\frac{27,9}{27,9}$	42	14	28,9	3x2 Ø10 (laterais)	Reta	1,57	496	818	E		
								3x2 Ø10 (medianas)	Reta	1,57	496				
Observações: - Os blocos 3N4 (Bis) / 13,b / 13,f não serão considerados pois apresentaram ruptura da estaca; - Os blocos 14,a / 14,b não serão considerados pois apresentaram ruptura na ancoragem do tirante; - Os blocos 7N1 e 7N2 não serão considerados pois apresentaram ângulo de inclinação das bielas inferior a arctg (2/3); - Seção transversal das estacas: Quadrada; - Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) puncionamento do bloco / (A) falha da ancoragem das barras															

Fonte: Próprio Autor

A Figura 5.5 ilustra alguns exemplares ensaiados por Blevot e Frémy (1967), onde é possível observar os padrões de fissuração e ruptura dos blocos sobre três estacas.

Figura 5.5: Exemplos dos ensaios de blocos sobre três estacas, (1) Ruptura com superfície inclinada a partir da estaca, (2) Padrão de fissuração na ruptura, (3) Ruptura frágil do bloco sobre três estacas armado apenas com armadura em malha, (4) Ruptura complexa.

Fonte: Blevot e Frémy (1967)

As principais conclusões destes ensaios foram:

- Em termos de segurança à ruptura (1ª série de ensaios), os sistemas 1, 2 e 4 foram considerados equivalentes;
- O método das bielas apresentou-se favorável quanto a segurança, para blocos com inclinações das bielas dentro do intervalo $40^\circ < \theta \leq 55^\circ$. Nos casos com inclinações acima de 55° ocorreu ruptura por efeito de bloco parcialmente carregado, semelhante à observada nos blocos sobre quatro estacas;
- O terceiro tipo de arranjo de armaduras apresentou coeficiente de segurança

reduzido. De acordo com Blevot e Frémy (1697), este sistema se encontra teoricamente em equilíbrio, porém, devido a um motivo desconhecido, a carga não se concentra diretamente na direção das estacas, resultando em um fator de segurança reduzido em relação às demais disposições construtivas;

- No quinto sistema (disposição em malha) ocorreu ruptura do bloco para carga da ordem de 50% em relação à carga prevista e de forma brusca. Sendo assim, os pesquisadores recomendaram evitar este tipo de arranjo no dimensionamento da capacidade resistente dos blocos;

- Com relação a fissuração, a terceira disposição de armadura (sobre as diagonais) apresentou o pior desempenho em relação a fissuração das faces laterais;

- As disposições 1 e 2 apresentaram melhor controle de fissuração nas faces laterais, porém o pior desempenho na face inferior do bloco;

- O arranjo 5 mostrou-se com melhor desempenho quanto a fissuração. Sendo assim, os autores recomendaram a utilização de armaduras em malha apenas para o controle de fissuração do fundo do bloco.

- As conclusões a respeito do fenômeno de punção foram análogas às descritas para os blocos sobre quatro estacas.

5.2.1 Ensaios de blocos sobre duas estacas

Nos blocos sobre duas estacas Blevot e Frémy (1967) discutiram apenas os resultados da segunda série de ensaios, onde foram ensaiados seis blocos, divididos em três grupos diferenciados pela inclinação θ das bielas (45° , 55° e 60° aproximadamente). Em todos os casos o carregamento foi introduzido através de um pilar quadrado com 35 cm de lado, as estacas possuíam a mesma seção quadrada do pilar. Em cada grupo, um dos exemplares foi armado com barras lisas ($6 \phi 32$) terminadas em ganchos e o outro com barras de alta aderência ($5 \phi 32$), porém sem ganchos.

A Tabela 5.3 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.3: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 2 estacas.

Blocos sobre 2 estacas - Blevot e Frémy (1967)													
Identificação do bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	ap (cm)	fc (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	As (cm²)	fy (MPa)	Nexp (kN)	Modo de Ruína	
2ª Série de ensaios	2N1	55	49,5	120	35	35	23,6	6 Φ 32 (longitudinal)	Gancho	48,25	232	2100	B
	2N1 (Bis)	55	49,5	120	35	35	44,0	5 Φ 32 (longitudinal)	Reta	40,21	469	3250	A
	2N2	75	70,3	120	35	35	27,8	6 Φ 32 (longitudinal)	Gancho	48,25	240	3000	B
	2N2 (Bis)	75	69,3	120	35	35	45,5	5 Φ 32 (longitudinal)	Reta	40,21	474	5200	B
	2N3	95	89,4	120	35	35	32,7	6 Φ 32 (longitudinal)	Gancho	48,25	293	4500	B
	2N3 (Bis)	95	89,2	120	35	35	47,0	5 Φ 32 (longitudinal)	Reta	40,21	470	6000	B
1ª Série de ensaios	5,a	20	18,1	42	14	15	37,6	3 Φ 12 (longitudinal)	Gancho	3,39	492	385	B
	5,b	20	18,3	42	14	15	36,4	3 Φ 12 (longitudinal)	Gancho	3,39	486	338	B
	5,a (Bis)	20	18,1	42	14	15	23,7	3 Φ 16 (longitudinal)	Gancho	6,03	471	248	B
	5,b (Bis)	20	17,9	42	14	15	24,8	3 Φ 16 (longitudinal)	Gancho	6,03	443	193	B
	5,c (Bis)	20	17,8	42	14	15	23,8	3 Φ 16 (longitudinal)	Gancho	6,03	473	275	B
	5,d (Bis)	20	18,2	42	14	15	23,8	3 Φ 16 (longitudinal)	Gancho	6,03	475	200	*

Observações: - O Bloco 2N1 (Bis) não será considerado pois apresentou ruptura na ancoragem do tirante;
- O bloco 5,d (Bis) não será considerado por apresentar ruptura da estaca durante o ensaio;
- Larguras dos blocos ensaiados: 18 cm (escala reduzida) e 60 cm (escala natural);
- Seção transversal das estacas: Quadrada;
- Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) punção do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

A Figura 5.6 ilustra alguns exemplares ensaiados por Blevot e Frémy (1967), onde é possível observar o padrão de fissuração e de ruptura dos blocos sobre duas estacas.

Figura 5.6: Exemplos dos ensaios de blocos sobre duas estacas. (1), (2) e (3) Ruína por esmagamento da biela junto do pilar, (4) Destacamento do concreto junto à estaca, (5) Destacamento do concreto na proximidade do pilar.

Fonte: Blevot e Frémy (1967)

Estes ensaios levaram às seguintes conclusões:

- Em geral, as rupturas ocorreram devido ao esmagamento das bielas de concreto ao longo de uma fissura inclinada interligando a base do pilar com a estaca.
- O método das bielas simplificado não apresentou bons resultados de segurança à ruptura, pois a capacidade resistente do bloco estimada via carga de escoamento das armaduras foi, em média, 15% superior à carga de ruptura encontrada nos experimentos.
- Em alguns dos blocos armados com barras de alta aderência sem ganchos ocorreu o escorregamento destas armações, ocasionando a ruptura prematura destes corpos de prova, este fato remete à necessidade de ganchos de ancoragem nas extremidades das barras.

5.3 Ensaios de Mautoni (1971)

Em 1971, Mautoni divulgou um estudo baseado em ensaios que tinham como objetivo a determinação da carga de ruptura de blocos sobre duas estacas, bem como a caracterização dos mecanismos de ruína mediante comparação com a expressão por ele deduzida da taxa crítica de armadura (μ_{crit}).

Foram realizados 20 ensaios, com dois tipos distintos de arranjos de armaduras: laçada contínua na horizontal e “armadura em bigode”. Os exemplares foram posicionados sobre roletes metálicos (conforme figura Figura 5.7-a), de modo a possibilitar o deslocamento horizontal e rotação dos apoios.

Figura 5.7: Tipos de arranjos de armaduras.

Fonte: Mautoni (1971)

A armadura laçada contínua era disposta em camadas, onde cada camada continha barras retas com extremidades em formato de laço paralelo ao fundo do bloco. Na armadura em “bigode”, as barras terminavam em trechos semicirculares e continham ganchos nas extremidades (Figura 5.7-b).

Vale ressaltar que a intensão do uso destes tipos de armação consistia em evitar problemas quanto à ancoragem das armaduras, pois essa análise não se enquadrava nos objetivos dos ensaios. Segundo o autor, ambos os tipos de ancoragem se mostraram eficientes durante a realização dos ensaios.

A Tabela 5.4 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.4: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 2 estacas.

Blocos sobre 2 estacas - Mautoni (1971)											
Identificação do bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	a _p (cm)	f _c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	A _s (cm ²)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína
B1-1	25	23	31	15	21,5	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	520	B
B2-1	25	23	31	15	21,5	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	550	B
B1-2	25	23	32	15	15,0	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	350	B
B2-2	25	23	32	15	15,0	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	370	B
B1-A	25	23	32	15	32,3	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	800	B
B2-A	25	23	32	15	32,3	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	810	B
B1-B	25	20	32	15	32,0	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	780	B
B2-B	25	20	32	15	32,0	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	700	B
B1-4A	25	20	32	15	29,5	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	620	B
B2-4A	25	20	32	15	29,5	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	640	B
B1-4B	25	20	32	15	27,8	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	630	B
B2-4B	25	20	32	15	27,8	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	630	B
B1-4C	25	20	32	15	22,2	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	490	B
B2-4C	25	20	32	15	22,2	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	450	B
D1	25	21	35	15	22,9	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	510	B
D2	25	21	35	15	22,9	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	510	B
F1	25	20	40	15	23,6	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	500	B
F2	25	20	40	15	23,6	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	440	B
E1	25	20	45	15	19,5	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	380	B
G1	25	20	45	15	24,3	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	480	B

Observações: - Largura dos blocos ensaiados: 15 cm;

- Seção transversal das estacas: Retangular (10cm x 15 cm);

- Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) puncionamento do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

Com relação à fissuração, a Figura 5.8 ilustra, como exemplo, o caminhamento das fissuras do bloco B1-A. Em geral, o início da fissuração se deu para carregamentos próximos a 30% do limite registrado. A primeira fissura ocorreu no meio do vão, na zona inferior do bloco, junto à armadura de tração.

Figura 5.8: Fissuração do bloco B1-A.

Fonte: Mautoni (1971)

A fissuração se estabilizou para cargas em torno de 70% das de ruptura, e as fissurações foram, em grande parte dos exemplares, sensivelmente paralelas às bielas comprimidas de concreto.

Com relação à ruptura das peças, a formulação de Mautoni (1971) determina a taxa crítica (μ_{crit}):

$$\mu_{crit} = 100 \frac{1 - \frac{tg \beta}{tg \alpha}}{1 + tg^2 \beta} \cdot \frac{\sigma_{re}}{\sigma_e} \quad (5.1)$$

Sendo que:

σ_{re} : Tensão real do concreto à compressão;

σ_e : Tensão limite de escoamento da armadura;

α : Ângulo que a superfície de fratura AC forma com a face inferior do bloco (trecho AB, conforme Figura 5.9);

β : Ângulo que a força inclinada forma com o plano AB.

Figura 5.9: Modelo esquemático da formulação para μ_{crit} .

Fonte: Mautoni (1971)

Essa formulação tem por objetivo limitar a capacidade resistente do bloco para evitar a ruína denominada pelo autor de “ruptura por cisalhamento em um plano comprimido” (de característica frágil). Desta forma, a ruptura é assegurada, em tese, pelo escoamento das armaduras.

Nos ensaios constatou-se que a ruína ocorreu em todos os casos por esmagamento da biela de compressão com o plano de fratura localizado entre a face interna da estaca junto ao bloco e a face do pilar e, portanto, se mostrou coerente com o previsto pelo dimensionamento, uma vez que todos os exemplares possuíam taxa de armadura (μ) superior à taxa crítica (μ_{crit}).

5.4 Ensaios de Clarke (1973)

Clarke apresentou, em 1973, uma série de ensaios com blocos sobre quatro estacas onde testou diferentes disposições e formas de ancoragem da armadura do tirante principal.

Foram ensaiados 15 blocos com espaçamentos entre apoios de duas / três vezes o respectivo diâmetro, resultando em dois tipos de dimensões em planta: $75\text{ cm} \times 75\text{ cm}$ e $95\text{ cm} \times 95\text{ cm}$. Em todos os casos, a altura total dos modelos foi de 45 cm . Três arranjos de armaduras distintos e quatro tipos de ancoragem foram empregados (conforme Figura 5.10).

Figura 5.10: Arranjos das armaduras e tipos de ancoragem. (a) Armadura segundo as diagonais, (b) armadura segundo os lados, (c) armadura em malha, (1) barras retas, (2) dobras simples nas extremidades das barras, (3) dobras completas nas extremidades das barras, (4) dobras completas nas extremidades das barras terminadas em gancho.

Fonte: Clarke (1973)

A Tabela 5.5 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.5: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 4 estacas.

Blocos sobre 4 estacas - Clarke (1973)												
Identificação do bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	a_p (cm)	f_c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	A_s (cm²)	f_y (MPa)	N_{exp} (kN)	Modo de Ruína
A1	45	40,0	60	20	20	20,9	10 Φ 10 (malha)	2	8,0	410	1110	P
A2	45	40,0	60	20	20	27,5	5 Φ 10 (laterais)	2	4,0	410	1420	B
A3	45	40,0	60	20	20	31,1	7 Φ 10 (diagonais)	2	5,6	410	1340	B
A4	45	40,0	60	20	20	20,9	10 Φ 10 (malha)	1	8,0	410	1230	B
A5	45	40,0	60	20	20	26,9	5 Φ 10 (laterais)	1	4,0	410	1400	B
A6	45	40,0	60	20	20	26,0	7 Φ 10 (diagonais)	1	5,6	410	1230	B
A7	45	40,0	60	20	20	24,2	10 Φ 10 (malha)	3	8,0	410	1640	B
A8	45	40,0	60	20	20	27,5	5 Φ 10 (laterais)	2	4,0	410	1510	B
A9	45	40,0	60	20	20	26,8	10 Φ 10 (malha)	2	8,0	410	1450	B
A10	45	40,0	60	20	20	18,2	10 Φ 10 (malha)	4	8,0	410	1520	B
A11	45	40,0	60	20	20	17,4	10 Φ 10 (malha)	3	8,0	410	1640	B
A12	45	40,0	60	20	20	25,3	10 Φ 10 (malha)	4	8,0	410	1640	B
B1	45	40,0	40	20	20	26,9	8 Φ 10 (malha)	3	6,4	410	2080	B
B3	45	40,0	40	20	20	36,3	8 Φ 10 (malha)	3	6,4	410	1770	B

Observações: - O Bloco B2 foi descartado por não sido possível determinar corretamente a carga de ruptura durante o experimento;
- O Bloco A1 não será considerado pois apresentou ruptura por punção;
- Os blocos das séries A e B possuíam dimensões em planta de 95cm X 95 cm e 75cm X 75cm, respectivamente;
- Nos arranjos (laterais) e (diagonais), a quantidade de barras corresponde ao previsto no dimensionamento do tirante. Nos arranjos em (malha), a quantidade de barras é a total para cada direção da malha;
- Seção transversal das estacas: circular;
- Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) punção do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

Nos estágios iniciais dos ensaios todos os blocos se comportaram de maneira semelhante, com fissuras verticais na proximidade do centro do vão entre apoios nas faces laterais dos blocos. Essas fissuras propagaram-se pelo fundo do bloco em formato de cruz.

De acordo com o autor, a ruína ocorreu por cisalhamento, fissuras diagonais se formaram repentinamente em duas ou mais faces do bloco. Duas formas diferentes de ruptura por cisalhamento forem identificadas, a primeira era semelhante à ruína por cisalhamento de uma viga (bloco partiu-se em duas metades, conforme ilustrado na Figura 5.11-a), e a segunda era análoga a ruptura por punção (Figura 5.11-b).

Figura 5.11: Tipos de ruína dos blocos ensaiados. (a) Ruptura similar à uma viga de concreto armado, (b) Ruptura análoga à punção.

Fonte: Clarke (1973)

Com relação aos blocos com ancoragem reta e dobras simples nas extremidades das barras, identificou-se que os exemplares contendo disposição de barras segundo as laterais obtiveram cargas de ruptura em torno de 15% superiores aos armados com malha. Os blocos com armaduras concentradas sobre as diagonais obtiveram carga de ruína da mesma ordem de grandeza da relatada nos blocos com armadura em malha.

Com relação a disposição em malha das armaduras, o tipo de ancoragem teve influência nas cargas de ruptura, particularmente quando se empregou os dois tipos de ancoragem com dobras completas nas extremidades das barras, devido ao aumento na carga última de aproximadamente 30% em relação a ancoragem com barras retas. Clarke (1973) afirma que esse aumento não ocorreu devido a melhor condição de ancoragem, mas possivelmente pela dobra vertical prolongada na extremidade das barras ter funcionado como armadura de suspensão para as possíveis bielas formadas entre os apoios.

5.5 Ensaios de Miguel (2000)

Em 2000, a pesquisadora Miriam G. Miguel apresentou um estudo sobre o comportamento de blocos sobre três estacas submetidos à ação de força centrada, com objetivo de analisar o desenvolvimento de fissuras e os modos de ruína. A autora

realizou ensaios com modelos em escala real e desenvolveu uma análise numérica não linear comparativa, através do método dos elementos finitos.

Foram ensaiados 9 exemplares com estacas de seção circular com diâmetros de 20 cm e 30 cm, todos com mesma quantidade e disposição de armadura principal (barras posicionadas paralelamente às faces do bloco e concentradas sobre os apoios), porém as armaduras secundárias sofreram alterações.

A Tabela 5.6 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.6: Características físicas e geométricas dos blocos sobre 3 estacas.

Blocos sobre 3 estacas - Miguel (2000)												
Identificação do bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	ap (cm)	fc (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	As (cm ²)	fy (MPa)	Nexp (kN)	Modo de Ruína
B30A1/1	60	50,0	96	30	35	26,5	3 Φ 12,5 (laterais)	Gancho	3,75	591	151	E
B20A1/1	60	50,0	96	20	35	23,3	3 Φ 12,5 (laterais)	Gancho	3,75	591	165	B
B20A1/2	60	50,0	96	20	35	28	3 Φ 12,5 (laterais)	Gancho	3,75	591	191	E
B30A2	60	50,0	96	30	35	34,3	3 Φ 12,5 (laterais)	Gancho	3,75	591	208	B
		50,0					2 Φ 12,5 (medianas)	Gancho	2,50	591		
B20A2	60	50,0	96	20	35	30,1	3 Φ 12,5 (laterais)	Gancho	3,75	591	267	B
		50,0					2 Φ 12,5 (medianas)	Gancho	2,50	591		
B30A3	60	50,0	96	30	35	20,8	3 Φ 12,5 (laterais + malha)	Gancho	3,75	591	195	B
B20A3	60	50,0	96	20	35	32,2	3 Φ 12,5 (laterais + malha)	Gancho	3,75	591	194	B
B30A4	60	50,0	96	30	35	20,8	3 Φ 12,5 (laterais + "gaiolas")	Gancho	3,75	591	238	E
B20A4	60	50,0	96	20	35	30,2	3 Φ 12,5 (laterais + "gaiolas")	Gancho	3,75	591	228	E

Observações: - Os blocos B30A1/1, B20A1/1, B20A1/2, B30A2 e B20A4 não serão considerados devido a expressiva diferença entre reações das estacas (superior a 15%);
 - Seção transversal das estacas: Circular.
 - Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) puncionamento do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

Com relação à fissuração, a armadura secundária constituída por estribos verticais e horizontais auxiliou preferencialmente no controle da abertura de fissuras nas faces dos blocos, enquanto que a armadura secundária em malha contribuiu para diminuir a fissuração no fundo do bloco.

Com relação a ruptura, os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram, de maneira geral, forças últimas maiores. Os blocos das séries A1 e A2 sofreram maior influência da redução do diâmetro das estacas no valor da carga última que o os blocos da série A3 e A4. Todos os exemplares providos de armadura secundária, seja qualquer um dos tipos de disposições, resultaram em maior eficiência, independente da redução de seção dos apoios.

Todos os blocos romperam, conforme define a autora, por fendilhamento das bielas de compressão, em função da rápida expansão do fluxo de tensões, contudo, os blocos B30A1/A, B20A1/2, B30A4 e B20A4 apresentaram escoamento das armaduras principal e/ou secundária no mesmo instante da ruína das bielas.

Miguel (2000) constatou também que a distribuição de reações nos apoios não apresentou uniformidade em nenhum dos modelos ensaiados. Sendo assim, os casos com divergência significativa entre reações das estacas serão descartados para a realização da comparação com os modelos teóricos.

5.6 Ensaios de Suzuki et al. (1998)

SUZUKI et al. (1998) ensaiaram 28 blocos sobre quatro apoios visando analisar os seguintes aspectos: comparação entre tipos distintos de arranjos das armaduras (barras concentradas segundo as laterais e distribuídas em malha) e análise da influência que a distância entre o centro das estacas e a face lateral dos blocos exerce sobre o carregamento de ruptura. A Figura 5.12 ilustra o esquema dos blocos ensaiados.

Os autores ensaiaram 14 pares de corpos de prova separados em três séries de experimentos, em que foram variadas as seguintes grandezas: altura do bloco, quantidade de armadura, disposição (concentrada e em malha) das barras e dimensões em planta do bloco.

Figura 5.12: Esquema dos blocos ensaiados.

Fonte: Suzuki et al. (1998)

O dimensionamento teve como premissa a determinação da quantidade de barras suficiente para que ocorresse o escoamento das mesmas (ruína por flexão, conforme denominado pelos autores) antes da ruptura por cisalhamento do bloco. Entretanto, na terceira série de ensaios (BDA) os exemplares tiveram a taxa de armação aumentada em um dos sentidos de modo a limitar o sentido de ruptura do bloco.

Os ensaios foram realizados com o equipamento ilustrado na Figura 5.13. O carregamento foi aplicado pseudo-estaticamente por meio de macacos hidráulicos conectados a vigas metálicas, de modo a distribuir igualmente o carregamento nos apoios. Os apoios consistiam em placas metálicas situadas sobre um conjunto de esferas metálicas, que viabilizavam o deslocamento horizontal e rotação dos mesmos.

Figura 5.13: Equipamento utilizado nos ensaios.

Fonte: Adaptado de Suzuki et al. (1998).

A Tabela 5.7 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.7: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki et al. (1998).

Blocos sobre 4 estacas - Suzuki et al. (1998)												
Nº Bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	a _p (cm)	f _c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	A _s (cm²)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína
BP-20-1	20	15,0	54	15	30	21,3	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	413	519	E+B
BP-20-2	20	15,0	54	15	30	20,4	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	413	480	E+B
BPC-20-1	20	15,0	54	15	30	21,9	8 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,9	413	519	E+P
BPC-20-2	20	15,0	54	15	30	19,9	8 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,9	413	529	E+P
BP-25-1	25	20,0	54	15	30	22,6	10 Φ 10 (malha)	Ganchos	7,1	413	735	B
BP-25-2	25	20,0	54	15	30	21,5	10 Φ 10 (malha)	Ganchos	7,1	413	755	B
BPC-25-1	25	20,0	54	15	30	18,9	10 Φ 10 (laterais)	Ganchos	3,6	413	818	E+B
BPC-25-2	25	20,0	54	15	30	22,0	10 Φ 10 (laterais)	Ganchos	3,6	413	813	E+P
BP-20-30-1	20	15,0	50	15	30	29,1	6 Φ 10 (malha)	Ganchos	4,3	405	485	E+B
BP-20-30-2	20	15,0	50	15	30	29,8	6 Φ 10 (malha)	Ganchos	4,3	405	480	E+B
BPC-20-30-1	20	15,0	50	15	30	29,8	6 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,1	405	500	E
BPC-20-30-2	20	15,0	50	15	30	29,8	6 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,1	405	495	E
BP-30-30-1	30	25,0	50	15	30	27,3	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	405	916	B
BP-30-30-2	30	25,0	50	15	30	28,5	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	405	907	E+B
BPC-30-30-1	30	25,0	50	15	30	28,9	8 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,9	405	1039	E+B
BPC-30-30-2	30	25,0	50	15	30	30,9	8 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,9	405	1029	E+B
BP-30-25-1	30	25,0	50	15	25	30,9	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	794	E+B
BP-30-25-2	30	25,0	50	15	25	26,3	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	725	B
BPC-30-25-1	30	25,0	50	15	25	29,1	8 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,9	356	853	E+B
BPC-30-25-2	30	25,0	50	15	25	29,2	8 Φ 10 (laterais)	Ganchos	2,9	356	872	E+B
BDA-70x90-1	30	25,0	50	15	25	29,1	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	784	E+B
BDA-70x90-2	30	25,0	50	15	25	30,2	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	755	E+B
BDA-80x90-1	30	25,0	50	15	25	29,1	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	858	E+B
BDA-80x90-2	30	25,0	50	15	25	29,3	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	853	E+B
BDA-90x90-1	30	25,0	50	15	25	29,5	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	853	E+B
BDA-90x90-2	30	25,0	50	15	25	31,5	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	921	E+B
BDA-100x90-1	30	25,0	50	15	25	29,7	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	911	E+B
BDA-100x90-2	30	25,0	50	15	25	31,3	8 Φ 10 (malha)	Ganchos	5,7	356	931	E+B

Observações: - Os blocos BP-20-1/BP-20-2/BPC-20-1/BPC-20-2/BP-20-30-1/BP-20-30-2/BPC-20-30-1/BPC-20-30-2 não serão considerados pois apresentaram inclinação das bielas inferior a $\arctg(2/3)$;
- O Bloco BPC-25-2 foi descartado pois apresentou ruptura por punção;
- Seção transversal das estacas: circular;
- Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) punção do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

A Figura 5.14 ilustra o padrão de fissuração em quatro dos exemplares. Os primeiros indícios de fissuras ocorreram na região central do fundo dos blocos (sob a projeção dos pilares), o símbolo ▲ indica a posição do surgimento da primeira fissura.

Figura 5.14: Fissuração dos blocos ensaiados: (a) bloco com armadura em malha, (b) bloco com armadura concentrada, (c) e (d) blocos com dimensões variáveis.

Fonte: Suzuki et al. (1998)

A Figura 5.14-a apresenta o padrão de fissuração dos blocos da série BP, onde as fissuras se formaram inicialmente em formato em cruz. Neste caso, pode-se dizer que ocorreu uma ruptura por cisalhamento típica pois, ao atingir o carregamento máximo de carga, a capacidade de carregamento apresentou uma queda brusca enquanto que a deflexão não sofreu alterações significativas.

Os blocos da série BPC, com armadura concentrada sobre as estacas, fissuraram na base conforme ilustra a Figura 5.14-b. Os modos de ruína observados para esse caso foram cisalhamento e punção. No exemplar BPC-20-30-2, a deflexão cresceu a partir de certo ponto do ensaio sem o correspondente acréscimo de carregamento. Uma vez que, até o final do experimento, este bloco não indicou fissuras por cisalhamento, considerou-se que ocorreu ruptura por flexão, com o escoamento das armaduras.

As fissuras nos exemplares do tipo BDA propagaram-se do centro do elemento para as extremidades, avançando paralelamente às faces laterais. Para cargas próximas aos valores máximos, observou-se fissuras com aberturas significativas pelas quais determinou-se a ruína por flexão dos blocos.

É importante observar que Suzuki et al. (1998) definiram o limite de escoamento das armaduras sem a devida instrumentação. O escoamento foi interpretado como o ponto pelo qual a deflexão começou a crescer repentinamente sem o correspondente acréscimo de carregamento aplicado (conforme Figura 5.15). Neste instante, a largura das fissuras na base do bloco se mostrou superior à 0,5mm, indicando que as armaduras atingiram o limite de escoamento.

Figura 5.15: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.

Fonte: Adaptado de Suzuki et al. (1998)

Com relação à ruína dos blocos, significativa parcela dos exemplares conduziu ao escoamento das armaduras seguido pela ruína por cisalhamento do bloco, em três casos de exemplares com armaduras concentradas sobre as estacas foi detectada ruptura por punção logo após o escoamento das barras. Apenas 4 blocos sofreram ruptura prévia por cisalhamento.

De maneira geral, os resultados demonstraram que o arranjo concentrado de armaduras sobre os apoios acarretou em maior capacidade resistente dos blocos em relação aos exemplares contendo arranjo de barras em malha. A distância do eixo das estacas até a face do bloco influenciou na resistência final, de modo que quanto maior essa dimensão, maior o carregamento último e, nos casos em que a dimensão foi reduzida, protagonizou-se a ruptura por cisalhamento.

Com base nos resultados, os autores recomendam, a fim de aumentar a capacidade resistente do bloco após o escoamento dos tirantes, que a distância entre os eixos das estacas e a face lateral do bloco seja de aproximadamente $1,5 D_{est}$, onde D_{est} corresponde ao diâmetro das estacas.

5.7 Ensaios de Suzuki et al. (1999)

Em 1999, SUZUKI et al. apresentaram o estudo baseado nos resultados de ensaios de blocos sobre quatro estacas com formato de tronco de pirâmide (também conhecido como formato de cálice, em inglês: “tapered footing”), ou seja, o bloco possui o topo inclinado. O objetivo dos experimentos foi a análise das características de ruptura dos elementos que possuem esse formato. A Figura 5.16 ilustra o esquema ensaios.

Figura 5.16: Esquema dos blocos ensaiados.

Fonte: Suzuki et al. (1999)

Foram ensaiados 18 corpos de prova, separados em três séries (TDL / TDS / TDM), com formato de tronco de pirâmide (ver especificações na Tabela 5.8). Em todos os casos atribuiu-se o arranjo das barras da armadura principal em malha. As

seguintes grandezas foram alteradas nos exemplares: espaçamento entre estacas, altura do bloco e quantidade de armadura do tirante. Vale ressaltar que a inclinação do topo dos blocos se manteve constante em todos os exemplares.

Os ensaios acompanharam o padrão do adotado por Suzuki et al. (1998) onde, conforme demonstrado na Figura 5.13, o carregamento foi aplicado de forma pseudo-estaticamente por meio de macacos hidráulicos conectados a vigas metálicas, os apoios consistiam em placas metálicas situadas sobre um conjunto de esferas metálicas, nas quais viabilizavam o deslocamento horizontal e rotação dos apoios.

A Tabela 5.8 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.8: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki et al. (1999).

Blocos sobre 4 estacas - Suzuki et al. (1999)												
Nº Bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	ap (cm)	f_c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	As (cm²)	f_y (MPa)	N_{exp} (kN)	Modo de Ruína
TDL1-1	35	30,0	60	15	25	30,9	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	356	392	E
TDL1-2	35	30,0	60	15	25	28,2	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	356	392	E
TDL2-1	35	30,0	60	15	25	28,6	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	356	519	E
TDL2-2	35	30,0	60	15	25	28,8	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	356	472	E
TDL3-1	35	30,0	60	15	25	29,6	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	356	608	E
TDL3-2	35	30,0	60	15	25	29,3	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	356	627	E
TDS1-1	35	30,0	45	15	25	25,6	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	356	921	E
TDS1-2	35	30,0	45	15	25	27,0	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	356	833	E
TDS2-1	35	30,0	45	15	25	27,2	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	356	1005	E
TDS2-2	35	30,0	45	15	25	27,3	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	356	1054	E
TDS3-1	35	30,0	45	15	25	28,0	11 Φ10 (malha)	Ganchos	7,84	356	1299	E+B
TDS3-2	35	30,0	45	15	25	28,1	11 Φ10 (malha)	Ganchos	7,84	356	1303	E+B
TDM1-1	30	25,0	50	15	25	27,5	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	383	490	E
TDM1-2	30	25,0	50	15	25	26,3	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	383	461	E
TDM2-1	30	25,0	50	15	25	29,6	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	657	E
TDM2-2	30	25,0	50	15	25	27,6	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	657	E
TDM3-1	30	25,0	50	15	25	27,0	10 Φ13 (malha)	Ganchos	12,70	370	1245	B
TDM3-2	30	25,0	50	15	25	28,0	10 Φ13 (malha)	Ganchos	12,70	370	1210	B

Observações: - Seção transversal das estacas: circular;

- Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) puncionamento do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

Com relação à fissuração (Figura 5.17), os primeiros indícios de fissuras ocorreram na base dos blocos, tanto na região central quanto nas proximidades das estacas. O símbolo ▲ indica a posição do surgimento da primeira fissura.

Figura 5.17: Fissuração dos blocos ensaiados.

Fonte: Suzuki et al. (1999)

A fissuração dos exemplares TDL1 e TDM1, nos quais possuem as menores quantidades de armadura, ocorreu próxima ao valor máximo de carregamento registrado, desenvolvendo-se em formato de cruz na face inferior do bloco. Com relação aos demais corpos de prova, o processo de fissuração iniciou-se com ligeiras diferenças, porém, conforme o aumento do carregamento, a fissuração junto ao fundo do bloco aproximou-se do formato de cruz.

No caso dos blocos TDS3-1 e TDM3-1, a fissuração propagou-se pelo contorno de um dos apoios, surgiram fissuras inclinadas nas faces laterais e, ao atingir o valor máximo de carregamento registrado, um dos cantos se destacou do bloco resultando na ruína total do corpo de prova.

É importante observar que, assim como em Suzuki et al. (1998), o carregamento de escoamento foi interpretado como o ponto pelo qual a deflexão começou a crescer repentinamente, sem o correspondente acréscimo de carregamento aplicado (conforme Figura 5.18).

Figura 5.18: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.

Fonte: Adaptado de Suzuki et al. (1999)

Nestes ensaios a maioria dos blocos chegou à ruína pelo escoamento das armaduras (ruptura por flexão, conforme descrição dos autores) e apenas dois exemplares (TDM3-1 e TDM3-2) romperam por cisalhamento antes do início do escoamento das armaduras.

SUZUKI et al. (1998) concluíram que a carga de fissuração diminui à medida que se aumenta a taxa de armadura longitudinal. Em alguns casos, a consideração da seção transversal junto à face do pilar no dimensionamento à flexão pode superestimar a capacidade resistente dos blocos com formato de cálice.

5.8 Ensaios de Suzuki et al. (2000)

SUZUKI et al. (2000) realizaram ensaios experimentais em blocos sobre quatro estacas com o objetivo de investigar e avaliar a influência da distância entre o eixo das estacas e a face lateral dos blocos na capacidade resistente dos mesmos.

Os autores ensaiaram 15 pares de corpos de prova, totalizando 30 exemplares. As variáveis consideradas nos experimentos foram: altura e seção transversal do bloco e dimensões da seção transversal do pilar.

O dimensionamento das armaduras foi definido de modo que todos os experimentos apresentassem o escoamento das barras (ruptura por flexão, conforme denominado pelos autores) antes da ruína por cisalhamento. Em todos os casos

utilizou-se o arranjo em malha, nas extremidades das barras empregou-se um gancho de 180° (conforme ilustrado na Figura 5.19).

Os ensaios acompanharam o padrão do adotado por Suzuki et al. (1998) (conforme ilustrado na Figura 5.13), onde os apoios foram carregados por macacos hidráulicos e as vigas metálicas possuíam a função de distribuir igualmente o carregamento entre os apoios. O conjunto de placas, roletes e esferas presente em cada apoio garantia o deslocamento horizontal e rotação dos mesmos.

Figura 5.19: Esquema dos blocos ensaiados.

Fonte: Suzuki et al. (2000)

A Tabela 5.9 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.9: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki et al. (2000).

Blocos sobre 4 estacas - Suzuki et al. (2000)												
Nº Bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	ap (cm)	f _c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	As (cm²)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína
BDA-20-25-70-1	20	15,0	45	15	25	26,1	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	358	294	E
BDA-20-25-70-2	20	15,0	45	15	25	26,1	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	358	304	E
BDA-20-25-80-1	20	15,0	45	15	25	25,4	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	358	304	E
BDA-20-25-80-2	20	15,0	45	15	25	25,4	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	358	304	E
BDA-20-25-90-1	20	15,0	45	15	25	25,8	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	358	333	E
BDA-20-25-90-2	20	15,0	45	15	25	25,8	4 Φ10 (malha)	Ganchos	2,85	358	333	E
BDA-30-20-70-1	30	25,0	45	15	20	25,2	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	534	E
BDA-30-20-70-2	30	25,0	45	15	20	24,6	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	549	E+B
BDA-30-20-80-1	30	25,0	45	15	20	25,2	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	568	E
BDA-30-20-80-2	30	25,0	45	15	20	26,6	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	564	E
BDA-30-20-90-1	30	25,0	45	15	20	26,0	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	583	E
BDA-30-20-90-2	30	25,0	45	15	20	26,1	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	588	E
BDA-30-25-70-1	30	25,0	45	15	25	28,8	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	662	E+B
BDA-30-25-70-2	30	25,0	45	15	25	26,6	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	676	E+B
BDA-30-25-80-1	30	25,0	45	15	25	29,4	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	696	E+B
BDA-30-25-80-2	30	25,0	45	15	25	27,8	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	725	E+B
BDA-30-25-90-1	30	25,0	45	15	25	29,0	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	764	E+B
BDA-30-25-90-2	30	25,0	45	15	25	26,8	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	383	764	E
BDA-30-30-70-1	30	25,0	45	15	30	26,8	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	769	E+B
BDA-30-30-70-2	30	25,0	45	15	30	25,9	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	730	E+B
BDA-30-30-80-1	30	25,0	45	15	30	27,4	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	828	E+B
BDA-30-30-80-2	30	25,0	45	15	30	27,4	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	809	E+B
BDA-30-30-90-1	30	25,0	45	15	30	27,2	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	843	E+B
BDA-30-30-90-2	30	25,0	45	15	30	24,5	6 Φ10 (malha)	Ganchos	4,28	358	813	E+B
BDA-40-25-70-1	40	35,0	45	15	25	25,9	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	358	1019	B
BDA-40-25-70-2	40	35,0	45	15	25	24,8	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	358	1068	E+B
BDA-40-25-80-1	40	35,0	45	15	25	26,5	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	358	1117	E
BDA-40-25-80-2	40	35,0	45	15	25	25,5	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	358	1117	E+B
BDA-40-25-90-1	40	35,0	45	15	25	25,7	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	358	1176	E
BDA-40-25-90-2	40	35,0	45	15	25	26,0	8 Φ10 (malha)	Ganchos	5,70	358	1181	E

Observações: - Os Blocos BDA-20-25-70-1 ao BDA-20-25-90-2 não serão considerados pois apresentaram inclinação das bielas inferior a arctg (2/3);

- Seção transversal das estacas: circular;

- Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) puncionamento do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

A Figura 5.20 ilustra a fissuração de alguns blocos ensaiados, o símbolo ▲ indica a posição do surgimento das primeiras fissuras.

Figura 5.20: Fissuração dos blocos ensaiados.

Fonte: Suzuki et al. (2000)

Vale notar que os primeiros indícios de fissuração se deram na região central junto ao fundo dos blocos. Nos exemplares da série BDA-20-25 (elementos com menor altura) a fissuração principal permaneceu entre os apoios, como mostra as Figura 5.20-a Figura 5.20-b. A partir do instante em que a fissura inicial teve sua abertura ampliada, não se pôde constatar aumento no valor do carregamento aplicado.

Nos demais experimentos, a fissuração do bloco propagou-se a partir do centro em sentidos opostos em formato de cruz. De acordo com o aumento do valor do carregamento aplicado, as fissuras caminharam do centro do bloco rumo aos lados adjacentes circulando os apoios do bloco. Por fim formou-se a distribuição de fissuras de acordo com as Figura 5.20-c e Figura 5.20-d. Nos experimentos com arestas maiores a fissuração se abriu adjacente ao contorno do apoio e, naqueles com arestas menores as fissuras se abriram em regiões mais afastadas dos apoios.

Em metade dos exemplares ensaiados não se notou rachaduras de cisalhamento até o limite de carregamento. Nos demais, posteriormente ao valor máximo de carga aplicado, surgiram fissuras inclinadas próximas aos apoios, a ruptura foi ocasionada por cisalhamento dos cantos.

Assim como nos ensaios de Suzuki et al. (1998), definiu-se como modo de ruína por escoamento das armaduras, o ponto de aumento súbito da deflexão do bloco sem o correspondente acréscimo de carregamento (Figura 5.21).

Figura 5.21: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.

Fonte: Adaptado de Suzuki et al. (2000)

Por fim, os resultados indicaram que para elementos de mesma altura e quantidade prevista de armação dos tirantes, aqueles com menores arestas (menor distância entre a face lateral do bloco e o eixo das estacas) apresentaram propagação das fissuras com maior agilidade e menor capacidade de carga. Essa tendência se tornou mais relevante nos blocos com altura maior.

Os autores concluíram também que nos casos de ocorrência de ruptura por cisalhamento junto aos cantos após o escoamento das barras nos blocos com arestas menores, não houve aumento significativo de carregamento posterior ao escoamento das armaduras. Além disso, dependendo das proporções do bloco, mesmo prevista no dimensionamento a ruptura por flexão, uma ruptura por cisalhamento pode ocorrer prematuramente.

5.9 Ensaios de Suzuki e Otsuki (2001)

Suzuki e Otsuki (2001) ensaiaram 18 blocos de fundação sobre quatro estacas com o intuito avaliar a influência do tipo de ancoragem das armaduras na capacidade resistente dos blocos.

Os autores conduziram três séries de ensaios. As variáveis consideradas foram: diâmetro das estacas, resistência do concreto e tipo de ancoragem das armaduras.

Em todos os corpos de prova a distribuição das armaduras do tirante principal se deu em malha nas duas direções do bloco. Dois tipos distintos de ancoragem foram testados (ver Figura 5.22): ganchos semicirculares dobrados a 180° e dobras a 90° seguidas de ganchos nas extremidades. Em todos os casos preservou-se a distância entre o centro das estacas e a face lateral dos blocos com valor igual ao diâmetro das estacas.

Figura 5.22: Esquema dos blocos ensaiados.

Fonte: Suzuki e Otsuki (2001)

Os ensaios acompanharam o padrão do adotado por Suzuki et al. (1998) onde, conforme demonstrado na Figura 5.13, o carregamento foi aplicado de forma pseudo-estaticamente por meio de macacos hidráulicos conectados a vigas metálicas, os apoios consistiam em placas metálicas situadas sobre um conjunto de esferas metálicas, que viabilizavam o deslocamento horizontal e rotação dos apoios.

O dimensionamento teve como premissa a limitação da quantidade de barras, de maneira que inicialmente ocorresse o escoamento das mesmas antes da ruptura por cisalhamento do bloco.

A Tabela 5.10 apresenta as características físicas e geométricas e as respectivas cargas de ruptura dos blocos ensaiados.

Tabela 5.10: Características físicas e geométricas dos ensaios de Suzuki e Otsuki (2001).

Blocos sobre 4 estacas - Suzuki e Otsuki (2001)												
Nº Bloco	H (cm)	h (cm)	L (cm)	Dest (cm)	a _p (cm)	f _c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	A _s (cm ²)	f _y (MPa)	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína
BPL- 35-30- 1	35	30,0	50	15	30	24,1	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	960	B
BPL- 35-30- 2	35	30,0	50	15	30	25,6	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	941	B
BPB- 35-30- 1	35	30,0	50	15	30	23,7	9 Φ10 (malha)	Dobra 90º + Gancho	6,42	353	1029	E+B
BPB- 35-30- 2	35	30,0	50	15	30	23,5	9 Φ10 (malha)	Dobra 90º + Gancho	6,42	353	1103	E+B
BPH-35-30- 1	35	30,0	50	15	30	31,5	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	980	B
BPH-35-30- 2	35	30,0	50	15	30	32,7	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	1088	E+B
BPL- 35-25- 1	35	30,0	50	15	25	27,1	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	902	E+B
BPL- 35-25- 2	35	30,0	50	15	25	25,6	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	872	B
BPB- 35-25- 1	35	30,0	50	15	25	23,2	9 Φ10 (malha)	Dobra 90º + Gancho	6,42	353	911	E+B
BPB- 35-25- 2	35	30,0	50	15	25	23,7	9 Φ10 (malha)	Dobra 90º + Gancho	6,42	353	921	E+B
BPH-35-25- 1	35	30,0	50	15	25	36,6	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	882	B
BPH-35-25- 2	35	30,0	50	15	25	37,9	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	951	B
BPL- 35-20- 1	35	30,0	50	15	20	22,5	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	755	B
BPL- 35-20- 2	35	30,0	50	15	20	21,5	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	735	B
BPB- 35-20- 1	35	30,0	50	15	20	20,4	9 Φ10 (malha)	Dobra 90º + Gancho	6,42	353	755	E+P
BPB- 35-20- 2	35	30,0	50	15	20	20,2	9 Φ10 (malha)	Dobra 90º + Gancho	6,42	353	804	E+B
BPH-35-20- 1	35	30,0	50	15	20	31,4	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	813	B
BPH-35-20- 2	35	30,0	50	15	20	30,8	9 Φ10 (malha)	Gancho 180º	6,42	353	794	B

Observações: - O Bloco BPB- 35-20- 1 não será considerado pois apresentou ruptura por punção;
 - Seção transversal das estacas: circular;
 - Legenda dos modos de ruína: (E) escoamento das armaduras / (B) ruptura das bielas / (P) puncionamento do bloco / (A) falha da ancoragem das barras.

Fonte: Próprio Autor

Conforme retratado na Figura 5.23, a fissuração iniciou-se no fundo dos blocos, em alguns casos na região central e, nos demais, próximo à face lateral. O símbolo ▲ indica a posição do surgimento da primeira fissura durante o ensaio.

Figura 5.23: Fissuração dos blocos ensaiados.

Fonte: Suzuki e Otsuki (2001)

A fissuração propagou-se pelo fundo do bloco em formato de cruz conforme o aumento do carregamento. Posteriormente notou-se que surgiram rachaduras no fundo do bloco na proximidade dos apoios. Os autores não notaram influência significativa do tipo de ancoragem das armaduras no comportamento de propagação das fissuras.

O bloco BPB-35-20-1, ao atingir a carga máxima registrada no ensaio, apresentou ruptura análoga à punção, onde todos os apoios e a base do pilar perfuraram-no. Neste mesmo instante, foi identificada uma ruptura horizontal nas faces laterais, possivelmente gerada pela armadura ter sido deslocada pelos apoios. Não foram identificadas fissuras inclinadas neste exemplar. Por outro lado, o bloco BPB-35-20-2 (semelhante ao anterior) teve rupturas inclinadas pelas suas laterais, concluindo-se que houve a destruição cisalhada pelos cantos.

A Figura 5.24 ilustra os diagramas carregamento versus deflexão de alguns dos blocos ensaiados. Assim como em Suzuki et al. (1998), o carregamento de escoamento foi interpretado como o ponto pelo qual a deflexão começou a crescer repentinamente sem o correspondente acréscimo de carregamento aplicado.

Figura 5.24: Diagrama carregamento versus deflexão dos blocos ensaiados.

Fonte: Adaptado de Suzuki e Otsuki (2001)

Os experimentos da série BPB, com ancoragens compostas por dobras a 90° terminadas em ganchos, apresentaram escoamento das armaduras seguido pela ruptura por cisalhamento. Com relação aos exemplares contendo barras terminadas em ganchos a 180°, apenas os blocos BPH-35-30-2 e BPL-35-25-1 se comportaram conforme os anteriores, os demais apresentaram ruptura por cisalhamento sem a nítida indicação de deflexão dos blocos e, portanto, a comprovação de escoamento das armaduras.

Com relação a ruptura, os pesquisadores concluíram que a resistência do concreto tem pouca influência no modo de ruína, bem como, na capacidade última dos blocos.

Apesar das previsões de ruína serem todas por flexão, Suzuki e Otsuki (2001) observaram que apenas 8 corpos-de-prova obtiveram tal comportamento, os demais exemplares sofreram ruptura por cisalhamento sem indícios de escoamento das armaduras. Como conclusão, os pesquisadores recomendam que a distância entre o centro das estacas e a face lateral dos blocos seja aproximadamente metade da distância entre eixos de estacas, de maneira a se obter ruína por flexão em blocos armados com arranjo distribuído de armaduras.

6 Análise de Resultados

6.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise da variável relacionada aos modelos de cálculo (fator de tendência, conforme definido no item 3.4) para previsão da capacidade resistente de blocos de fundação sobre duas, três e quatro estacas, submetidos a carregamento centrado. Esta análise provém da comparação entre os modelos propostos por Blevot e Frémy (1967), Fusco (1994) e Santos (2013) e os resultados de ensaios descritos no capítulo 5 desta dissertação.

Vale ressaltar que apenas os aspectos relacionados ao estado limite último dos exemplares foram avaliados, modelos para estimativa de fissuração e deformabilidade dos blocos de fundação não constam nesta avaliação. Desta forma, a análise abrange os seguintes aspectos:

- Avaliação do comportamento dos modelos de cálculo ao serem confrontados com os resultados dos ensaios, por meio da obtenção do fator de tendência λ_p e do coeficiente de variação v_p ;

- Verificação da fidelidade dos modelos de cálculo, por meio da comparação dos modos de ruína indicados nos modelos com os evidenciados nos ensaios;

A respeito da verificação da fidelidade dos modelos de cálculo é importante destacar que, o critério de avaliação adotado consiste na comparação entre o modo de ruína interpretado e descrito pelos pesquisadores para cada exemplar, com o modo de ruptura associado ao carregamento crítico determinado pelos modelos de cálculo (conforme descrito na seção 4).

Com o intuito de se garantir a acurácia do estudo na determinação dos parâmetros estatísticos relacionados ao fator de tendência λ_p , alguns dos exemplares indicados nos ensaios foram descartados, devido a ocorrência de determinados fatores:

- Resultados do modo de falha imprecisos ou inconclusivos;
- Diferença significativa entre reações nas estacas (proposta desta dissertação consiste na avaliação de blocos submetidos a carregamento centrado);
- Indicação de ruptura de uma ou mais estacas;
- Resultado de ruptura devido ao escorregamento das barras (deficiência de ancoragem);
- Modo de ruína duvidoso com indícios de ruína por punção do exemplar;
- Inclinação das bielas de compressão inferior à $\arctg(\frac{2}{3})$ (conforme definido em 4.1, blocos flexíveis sujeitos ao comportamento análogo ao de lajes);

Empregando-se os critérios seletivos mencionados anteriormente, permaneceram na análise de blocos sobre duas, três e quatro estacas o total de 30, 40 e 124 exemplares, respectivamente.

É importante destacar também que, com o intuito de atender as recomendações do método das bielas e tirantes, respeitou-se também o limite superior de inclinação das bielas em $\theta = 63,4^\circ$ ($\arctg 2$), conforme discutido no item 2.7 desta dissertação, para a avaliação dos três métodos de cálculo.

A respeito da ancoragem das barras, uma análise adicional foi realizada com o intuito de se avaliar a eficácia do comprimento de ancoragem existente $l_{b,exist}$, desta forma utilizou-se a metodologia apresentada no item 2.8.1.1. Determinaram-se os comprimentos $l_{b,ef}$, $l_{b,mín}$ e $l_{b,exist}$ e, nos casos onde o comprimento existente não foi suficiente, adotou-se os valores de $A_{s,cal}$ inferiores proporcionalmente aos existentes $A_{s,ef}$ para determinação da capacidade última dos modelos de cálculo. Para esta comparação foram retirados os coeficientes ponderadores dos materiais das formulações, bem como considerou-se simultaneamente as reduções devido à presença de ganchos nas extremidades das barras e da compressão transversal. Além do mais, o comprimento de ancoragem existente foi considerado a partir da projeção das bielas no plano das armaduras. Os resultados da análise da ancoragem estão indicados no Anexo A.

6.2 Resultados de blocos sobre 2 estacas

Os resultados encontrados pela comparação entre a carga última teórica N_{teo} e a carga de ruptura N_{exp} , observada experimentalmente para blocos sobre duas estacas, são retratados na Tabela 6.1 e nas Figuras 6.1 e 6.2.

Tabela 6.1: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre duas estacas.

Blocos sobre 2 Estacas															
Resultados dos Ensaios						Modelos de Cálculo									
Série	Bloco	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína	Blevot e Frémy (1967)				Fusco (1994)				Santos (2013)			
				θ (°)	N _{teo} (kN)	Modo de Ruína	N _{exp} /N _{teo}	θ (°)	N _{teo} (kN)	Modo de Ruína	N _{exp} /N _{teo}	θ (°)	N _{teo} (kN)	Modo de Ruína	N _{exp} /N _{teo}
Blevot e Frémy (1967)	2N1	2100	B	44,0	1883	B	1,12	43,6	2133	B	0,98	40,0	1881	B	1,12
	2N2	3000	B	53,9	2760	E	1,09	63,4	2579	B	1,16	51,9	2947	B	1,02
	2N2 (Bis)	5200	B	53,5	4480	E	1,16	63,4	4610	B	1,13	50,9	4691	B	1,11
	2N3	4500	B	60,2	4221	B	1,07	63,4	3285	B	1,37	58,1	4537	B	0,99
	2N3 (Bis)	6000	B	60,1	5716	B	1,05	63,4	4803	B	1,25	58,1	6053	B	0,99
	5,a	385	B	46,4	241	E	1,60	46,5	278	B	1,39	46,4	277	E	1,39
	5,b	338	B	46,6	238	E	1,42	46,7	274	B	1,23	43,5	245	E	1,38
	5,a (Bis)	248	B	46,4	215	E	1,15	46,7	219	B	1,13	37,3	179	B	1,38
	5,b (Bis)	193	B	46,1	204	E	0,95	46,2	229	E	0,84	32,4	143	B	1,35
	5,c (Bis)	275	B	45,9	220	E	1,25	46,1	220	B	1,25	38,7	197	B	1,40
Mautoni (1971)	B1-1	520	B	62,9	537	B	0,97	63,4	247	B	2,11	61,6	456	B	1,14
	B2-1	550	B	62,9	537	B	1,02	63,4	247	B	2,23	61,6	456	B	1,21
	B1-2	350	B	62,0	368	B	0,95	63,4	172	B	2,03	60,6	321	B	1,09
	B2-2	370	B	62,0	368	B	1,01	63,4	172	B	2,15	60,6	321	B	1,15
	B1-A	800	B	62,0	793	B	1,01	63,4	370	B	2,16	60,6	641	B	1,25
	B2-A	810	B	62,0	793	B	1,02	63,4	370	B	2,19	60,6	641	B	1,26
	B1-B	780	B	58,5	733	B	1,06	63,4	503	B	1,55	56,8	587	B	1,33
	B2-B	700	B	58,5	733	B	0,95	63,4	503	B	1,39	56,8	587	B	1,19
	B1-4A	620	B	58,5	676	B	0,92	63,4	463	B	1,34	56,8	547	B	1,13
	B2-4A	640	B	58,5	676	B	0,95	63,4	463	B	1,38	56,8	547	B	1,17
	B1-4B	630	B	58,5	637	B	0,99	63,4	437	B	1,44	56,8	520	B	1,21
	B2-4B	630	B	58,5	637	B	0,99	63,4	437	B	1,44	56,8	520	B	1,21
	B1-4C	490	B	58,5	509	B	0,96	63,4	349	B	1,41	56,8	425	B	1,15
	B2-4C	450	B	58,5	509	B	0,88	63,4	349	B	1,29	56,8	425	B	1,06
	D1	510	B	56,8	505	B	1,01	63,4	327	B	1,56	55,2	420	B	1,21
	D2	510	B	56,8	505	B	1,01	63,4	327	B	1,56	55,2	420	B	1,21
	F1	500	B	50,9	448	B	1,12	55,0	371	B	1,35	49,1	366	B	1,37
	F2	440	B	50,9	448	B	0,98	55,0	371	B	1,19	49,1	366	B	1,20
	E1	380	B	46,8	327	B	1,16	48,0	306	B	1,24	45,0	270	B	1,41
	G1	480	B	46,8	407	B	1,18	48,0	382	B	1,26	45,0	329	B	1,46

Fonte: Próprio Autor

Figura 6.1: Histogramas do fator de tendência dos modelos de cálculo para blocos sobre duas estacas.

Fonte: Próprio Autor

Figura 6.2: Diagrama N_{exp} versus N_{teo} para blocos sobre duas estacas.

Fonte: Próprio Autor

A partir da análise dos resultados nota-se que, em geral, os três modelos examinados mostraram-se, em média, favoráveis à segurança. O modelo de Blevot e Frémy (1967) promoveu maior quantidade de casos desfavoráveis à segurança (11 casos no total), com diferença entre carregamentos (teórico e experimental) permanecendo em torno de 10%. É importante ressaltar, no entanto, que este modelo contém previamente um coeficiente de majoração de 15% associado ao cálculo das armaduras (conforme exposto no item 4.2.1), pelo qual os autores previram uma correção para a deficiência na determinação da inclinação das bielas no dimensionamento de blocos sobre duas estacas.

O modelo de cálculo mais conservador observado foi o proposto por Fusco (1994), contendo resultados de (N_{exp}/N_{teo}) da ordem de 2,0. Isso ocorreu, pois, os limites de resistência das bielas (junto ao nó inferior) permanecem fixados em valores relacionados à inclinação θ das bielas constante em $arctg\left(\frac{1}{2}\right) \cong 26,5^\circ$, independentemente do ângulo observado no cálculo.

A Tabela 6.2 retrata os parâmetros estatísticos do fator de tendência λ_p para os modelos propostos. A análise desses resultados confirma as observações iniciais (no geral, todos os modelos se mostraram favoráveis à segurança), os métodos propostos por Blevot e Frémy (1967) e por Santos (2013) se destacaram como o mais preciso e o com menor variabilidade, respectivamente.

Tabela 6.2: Parâmetros estatísticos do fator de tendência de blocos sobre duas estacas.

Fator de Tendência			
Modelo	Blevot e Frémy (1967)	Fusco (1994)	Santos (2013)
λ_p	1,07	1,47	1,22
Sp	0,15	0,38	0,13
VP (%)	14,0	25,8	10,7

Fonte: Próprio Autor

A respeito do modelo de cálculo sugerido por Fusco (1994), embora resulte no fator de tendência mais conservador entre os avaliados, este promoveu em valor expressivo para o coeficiente de variação ν_p , com ordem de grandeza de 26%. Esse fato ressalta a questão da limitação das tensões resistentes pelo ângulo de inclinação das bielas $\theta = arctg\left(\frac{1}{2}\right) \cong 26,5^\circ$.

Com relação a avaliação da fidelidade dos modelos de cálculo perante a previsão dos modos de ruptura. A Tabela 6.3 indica os resultados da comparação dos modos de ruptura teóricos e experimentais.

Tabela 6.3: Fidelidade dos modelos de blocos sobre duas estacas.

Fidelidade dos Modelos			
Modelo	nº de ensaios	Casos Corretos	Acertos (%)
Blevot e Frémy (1967)	30	23	77
Fusco (1994)		29	97
Santos (2013)		28	93

Fonte: Próprio Autor

Os três modelos indicaram porcentagem de acertos próxima do total, com destaque para os métodos de Fusco (1994) e Santos (2013). Estes resultados indicam adequada capacidade de previsão dos modos de ruína pelos modelos de cálculo para blocos sobre duas estacas.

6.3 Resultados de blocos sobre 3 estacas

Os resultados encontrados da análise dos modelos para blocos sobre três estacas estão indicados nas Figuras 6.3 e 6.4 e na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre três estacas.

Blocos sobre 3 Estacas															
Resultados dos Ensaios				Modelos de Cálculo											
Série	Bloco	Nexp (kN)	Modo de Ruína	Blevot e Frémy (1967)						Fusco (1994)					
				θ (°)	Nteo (kN)	Modo de Ruína	Nexp/Nteo	θ (°)	Nteo (kN)	Modo de Ruína	Nexp/Nteo	θ (°)	Nteo (kN)	Modo de Ruína	Nexp/Nteo
Blevot (1967)	3N1	4200	E	41,0	3342	E	1,26	41,1	3271	E	1,28	41,0	3212	E	1,31
	3N1 (Bis)	5000	B	41,3	4647	E	1,08	41,5	4474	B	1,12	40,7	4257	B	1,17
	3N2	3800	E	37,9	2471	E	1,54	37,9	2474	E	1,54	37,9	2486	E	1,53
	3N2 (Bis)	4500	B	41,3	3924	E	1,15	41,4	3974	B	1,13	41,2	3849	B	1,17
	3N3	6200	B	52,8	5196	E	1,19	54,4	5420	B	1,14	52,8	5112	B	1,21
	3N3 (Bis)	5800	B	53,0	6937	E	0,84	55,9	6378	B	0,91	52,4	6534	B	0,89
	3N4	5200	E	51,0	3720	E	1,40	52,5	3951	E	1,32	51,0	3729	E	1,39
	4,1	573	B	41,4	470	E	1,22	41,6	476	B	1,20	40,2	446	B	1,28
	4,2	570	B	38,0	413	E	1,38	37,7	412	B	1,38	36,7	389	B	1,47
	4,3	568	B	41,3	428	E	1,33	41,5	434	B	1,31	40,7	414	B	1,37
	6,1	1140	B	55,1	939	B	1,21	59,7	648	B	1,76	54,1	899	B	1,27
	6,2	1120	B	53,8	815	B	1,37	58,2	663	B	1,69	52,6	776	B	1,44
	6,3	1180	B	52,2	819	B	1,44	55,6	883	B	1,34	51,1	781	B	1,51
	6,3 (Bis)	958	B	54,2	651	E	1,47	58,1	565	B	1,70	53,7	639	B	1,50
	7N3	595	B	40,0	323	E	1,84	40,1	325	B	1,83	38,3	301	B	1,98
	7N4	548	B	41,2	302	B	1,81	41,6	350	B	1,57	37,5	354	B	1,55
	7N5	900	B	53,4	604	B	1,49	58,2	509	B	1,77	51,9	617	B	1,46
	7N6	1050	B	53,3	602	B	1,74	60,6	517	B	2,03	50,9	792	B	1,33
	8,1	588	B	49,5	528	B	1,11	52,3	414	B	1,42	47,9	504	B	1,16
	8,2	440	E	48,9	408	E	1,08	50,8	436	E	1,01	48,0	395	E	1,11
	8,3	450	E	48,1	477	E	0,94	49,8	508	E	0,89	47,2	460	E	0,98
	8,1 (Bis)	750	B	49,5	639	B	1,17	52,2	526	B	1,42	48,1	605	B	1,24
	8,2 (Bis)	543	E	48,9	488	E	1,11	50,7	525	E	1,03	48,2	474	E	1,14
	8,3 (Bis)	683	E	48,1	525	E	1,30	49,9	564	E	1,21	47,2	505	E	1,35
	13,a	750	B	44,6	741	B	1,01	45,7	775	B	0,97	43,0	688	B	1,09
	13,c	693	B	45,1	743	B	0,93	46,4	736	B	0,94	43,5	691	B	1,00
	13,d	640	B	45,0	738	B	0,87	46,2	741	B	0,86	43,3	686	B	0,93
	13,e	667	B	44,8	593	E	1,12	45,8	618	B	1,08	43,8	565	B	1,18
	13,g	630	B	46,1	607	E	1,04	47,3	628	B	1,00	45,1	580	B	1,09
	13,h	451	B	44,5	462	B	0,98	46,1	465	B	0,97	41,7	515	B	0,88
	14,b	903	E	53,3	818	B	1,10	58,9	703	B	1,28	51,4	921	E	0,98
	14,d	803	E	53,8	883	B	0,91	59,4	701	B	1,14	52,2	960	E	0,84
	14,e	903	B	53,2	731	B	1,23	57,9	637	B	1,42	51,7	744	B	1,21
	14,f	850	B	53,4	704	B	1,21	58,7	589	B	1,44	51,8	754	B	1,13
	14,g	853	B	54,2	641	B	1,33	58,3	525	B	1,62	53,2	616	B	1,38
	14,h	818	E	54,7	757	B	1,08	60,8	527	B	1,55	53,1	839	E	0,97
Miguel (2000)	B20A2	2674	B	48,1	1759	E	1,52	48,9	1823	B	1,47	48,1	1775	E	1,51
	B30A3	1945	B	48,1	1270	E	1,53	49,0	1321	B	1,47	48,1	1282	B	1,52
	B20A3	1938	B	48,1	1270	E	1,53	48,4	1292	B	1,50	48,1	1282	E	1,51
	B30A4	2375	E	48,1	1270	E	1,87	49,0	1321	B	1,80	48,1	1282	B	1,85

Fonte: Próprio Autor

Figura 6.3: Histogramas do fator de tendência dos modelos de cálculo para blocos sobre três estacas.

Fonte: Próprio Autor

Figura 6.4: Diagrama N_{exp} versus N_{teo} para blocos sobre três estacas.

Fonte: Próprio Autor

Com base nos resultados expostos verifica-se que, em geral, os três modelos de cálculo avaliados se mostraram, em média, favoráveis à segurança. Os métodos de Blevot e Frémy (1967) e Fusco (1994) obtiveram 6 casos contrários à segurança dentre os 40 avaliados, enquanto que o método de Santos (2013) resultou em 7 casos desfavoráveis. Em todos os casos, a diferença entre carregamentos (teórico e experimental) não ultrapassou o valor de 15%.

A Tabela 6.5 retrata os parâmetros estatísticos para os modelos de capacidade resistente propostos.

Tabela 6.5: Parâmetros estatísticos do fator de tendência de blocos sobre três estacas.

Fator de Tendência			
Modelo	Blevot e Frémy (1967)	Fusco (1994)	Santos (2013)
λ_p	1,27	1,34	1,27
σ_p	0,27	0,30	0,25
VP(%)	21,1	22,4	20,0

Fonte: Próprio Autor

Todos os modelos de capacidade resistente obtiveram o fator de tendência λ_p da ordem de 1,30 (favorável a segurança) e coeficiente de variação ν_p entre 20% e 23%. Ao confrontar estes resultados com os valores previstos na Tabela 3.2 verifica-se que os resultados encontrados para os modelos de cálculo apresentam variabilidade significativa.

Com relação a avaliação da fidelidade dos modelos de cálculo perante a previsão dos modos de ruptura, a Tabela 6.6 destaca os resultados da comparação do modo de ruptura para teóricos e experimentais.

Tabela 6.6: Fidelidade dos modelos de blocos sobre três estacas.

Fidelidade dos Modelos			
Modelo	nº de ensaios	Casos Corretos	Acertos (%)
Blevot e Frémy (1967)	40	23	58
Fusco (1994)		36	90
Santos (2013)		37	93

Fonte: Próprio Autor

Os modelos de Fusco (1994) e de Santos (2013) se mostraram mais relevantes do que o modelo proposto por Blevot e Frémy (1967) quanto à acurácia na previsão dos modos de ruptura dos casos analisados.

6.4 Resultados de blocos sobre 4 estacas

Os resultados encontrados pela comparação entre a carga última teórica N_{teo} e a carga de ruptura N_{exp} , observada experimentalmente para blocos sobre quatro estacas, são retratados nas Figuras 6.5 e 6.6 e na Tabela 6.7.

Tabela 6.7: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre quatro estacas.

Blocos sobre 4 Estacas															
Resultados dos Ensaios				Modelos de Cálculo											
Série	Bloco	N _{exp} (kN)	Modo de Ruína	Blevot e Frémy (1967)				Fusco (1994)				Santos (2013)			
				θ (°)	N _{teo} (kN)	Modo de Ruína	N _{exp} /N _{teo}	θ (°)	N _{teo} (kN)	Modo de Ruína	N _{exp} /N _{teo}	θ (°)	N _{teo} (kN)	Modo de Ruína	N _{exp} /N _{teo}
Blevot (1967)	4N1	7000	E	45,3	5984	E	1,17	47,1	6063	E	1,15	44,1	5508	E	1,27
	4N1 (Bis)	6700	B	45,6	6104	E	1,10	47,2	6286	B	1,07	44,6	5751	B	1,17
	4N2	6580	B	45,3	6042	E	1,09	47,1	6042	B	1,09	44,0	5439	B	1,21
	4N2 (Bis)	7390	B	45,6	6649	E	1,11	48,0	6918	B	1,07	43,7	5963	B	1,24
	4N3	6500	E	54,2	6158	E	1,06	57,6	6822	E	0,95	53,7	5882	E	1,10
	4N3 (Bis)	9000	B	54,3	6974	E	1,29	56,7	7421	B	1,21	54,2	6779	E	1,33
	4N4	7530	E	54,4	7559	E	1,00	58,9	7349	B	1,02	53,6	7077	E	1,06
	4N4 (Bis)	8110	B	54,4	8309	E	0,98	58,4	8794	B	0,92	53,7	7917	B	1,02
	2,2	810	E	48,6	730	E	1,11	52,0	824	E	0,98	46,9	688	E	1,18
	2,3	740	E	47,9	617	E	1,20	50,6	680	E	1,09	46,5	587	E	1,26
	2,4	705	B	46,9	626	E	1,13	49,6	687	B	1,03	45,3	591	B	1,19
	3,1	475	B	36,5	397	E	1,20	36,7	397	B	1,20	34,5	368	B	1,29
	3,2	540	B	35,9	407	E	1,33	36,0	406	B	1,33	34,1	381	B	1,42
	1A1	1150	B	49,2	966	B	1,19	55,3	724	B	1,59	46,8	889	B	1,29
	1A2	900	B	49,2	901	E	1,00	52,5	1001	B	0,90	48,0	864	B	1,04
	1A2 (Bis)	1178	B	49,2	842	E	1,40	52,7	904	B	1,30	47,9	806	B	1,46
	1A3	1185	E	49,2	855	E	1,39	52,7	914	E	1,30	47,9	818	E	1,45
	1A4	1158	B	49,2	1113	E	1,04	54,8	895	B	1,29	47,0	1030	B	1,12
	3A2	900	E	36,1	591	E	1,52	36,2	594	E	1,52	34,0	547	E	1,64
	3A3	665	E	36,4	527	E	1,26	36,6	530	E	1,25	34,1	485	E	1,37
	3A3 (Bis)	843	B	36,4	681	E	1,24	36,5	685	B	1,23	34,4	632	B	1,33
	Q,1	408	B	38,5	347	E	1,18	38,8	385	B	1,06	37,2	365	B	1,12
	Q,2	650	B	50,2	609	E	1,07	53,8	631	B	1,03	48,8	638	B	1,02
	Q,2 (Bis)	510	E	48,2	346	E	1,47	50,8	417	E	1,22	47,2	367	E	1,39
	6,5	843	B	47,3	469	B	1,80	55,3	536	B	1,57	43,2	668	B	1,26
	6,6	810	B	48,7	490	B	1,65	60,8	458	B	1,77	43,5	723	B	1,12
	9A1	1200	B	62,8	844	B	1,42	63,4	587	B	2,04	60,7	1452	B	0,83
	9A2	1900	B	62,6	1263	B	1,50	63,4	913	B	2,08	60,1	2136	B	0,89
	9A3	1700	B	62,8	1066	B	1,59	63,4	743	B	2,29	60,8	1706	B	1,00
	11,1a	563	B	48,1	583	B	0,96	55,9	595	B	0,95	44,4	779	B	0,72
	11,1b	490	B	48,1	423	B	1,16	60,2	432	B	1,14	43,0	677	B	0,72
	11,2a	558	B	49,7	704	B	0,79	56,4	558	B	1,00	47,0	792	B	0,70
	11,2b	585	B	48,4	658	B	0,89	54,8	641	B	0,91	45,2	789	B	0,74
Suzuki (1998)	BP-25-1	735	B	36,0	503	E	1,46	36,0	564	B	1,30	36,0	564	E	1,30
	BP-25-2	755	B	36,0	503	E	1,50	36,0	564	B	1,34	36,0	564	B	1,34
	BPC-25-1	818	E+B	36,0	604	E	1,35	36,0	605	B	1,35	35,3	590	B	1,39
	BP-30-30-1	916	B	45,3	550	E	1,67	45,4	607	B	1,51	45,3	605	E	1,51
	BP-30-30-2	907	E+B	45,3	550	E	1,65	45,3	605	B	1,50	45,3	605	E	1,50
	BPC-30-30-1	1039	E+B	45,3	660	E	1,57	45,4	664	B	1,57	45,3	660	E	1,57
	BPC-30-30-2	1029	E+B	45,3	660	E	1,56	45,3	660	B	1,56	45,3	660	E	1,56
	BP-30-25-1	794	E+B	43,3	451	E	1,76	43,4	498	B	1,59	43,3	496	E	1,60
	BP-30-25-2	725	B	43,3	451	E	1,61	43,7	502	B	1,44	43,3	496	E	1,46
	BPC-30-25-1	853	E+B	43,3	541	E	1,58	43,6	547	B	1,56	43,3	541	E	1,58
	BPC-30-25-2	872	E+B	43,3	541	E	1,61	43,6	548	B	1,59	43,3	541	E	1,61
	BDA-70x90-1	784	E+B	43,3	451	E	1,74	43,5	500	B	1,57	43,3	496	E	1,58
	BDA-70x90-2	755	E+B	43,3	451	E	1,67	43,5	499	B	1,51	43,3	496	E	1,52
	BDA-80x90-1	858	E+B	43,3	451	E	1,90	43,5	500	B	1,72	43,3	496	E	1,73
	BDA-80x90-2	853	E+B	43,3	451	E	1,89	43,5	500	B	1,71	43,3	496	E	1,72
	BDA-90x90-1	853	E+B	43,3	451	E	1,89	43,5	499	B	1,71	43,3	496	E	1,72
	BDA-90x90-2	921	E+B	43,3	451	E	2,04	43,4	498	B	1,85	43,3	496	E	1,86

continua

continuação

Tabela 6.7: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre quatro estacas.

Suzuki (1999)	BDA-100x90-1	911	E+B	43,3	451	E	2,02	43,5	499	B	1,83	43,3	496	E	1,84
	BDA-100x90-2	931	E+B	43,3	451	E	2,06	43,4	498	B	1,87	43,3	496	E	1,88
	TDL1-1	392	E	41,8	214	E	1,83	41,8	235	E	1,67	41,8	235	E	1,67
	TDL1-2	392	E	41,8	214	E	1,83	41,8	235	E	1,67	41,8	235	E	1,67
	TDL2-1	519	E	41,8	321	E	1,62	41,8	342	E	1,52	41,8	342	E	1,52
	TDL2-2	472	E	41,8	321	E	1,47	41,8	342	E	1,38	41,8	342	E	1,38
	TDL3-1	608	E	41,8	427	E	1,42	41,8	471	E	1,29	41,8	470	E	1,29
	TDL3-2	627	E	41,8	427	E	1,47	41,8	471	E	1,33	41,8	470	E	1,33
	TDS1-1	921	E	52,5	469	E	1,97	53,4	516	E	1,78	52,5	500	E	1,84
	TDS1-2	833	E	52,5	469	E	1,78	53,2	513	E	1,63	52,5	500	E	1,67
	TDS2-1	1005	E	52,5	625	E	1,61	54,5	738	E	1,36	52,5	687	E	1,46
	TDS2-2	1054	E	52,5	625	E	1,69	54,5	737	E	1,43	52,5	687	E	1,53
	TDS3-1	1299	E+B	52,5	859	E	1,51	56,2	1092	E	1,19	52,5	953	E	1,36
	TDS3-2	1303	E+B	52,5	859	E	1,52	56,2	1091	E	1,19	52,5	953	E	1,37
	TDM1-1	490	E	43,3	243	E	2,02	43,3	267	E	1,84	43,3	267	E	1,84
	TDM1-2	461	E	43,3	243	E	1,90	43,3	267	E	1,73	43,3	267	E	1,73
	TDM2-1	657	E	43,3	364	E	1,80	43,3	388	E	1,69	43,3	388	E	1,69
	TDM2-2	657	E	43,3	364	E	1,80	43,3	388	E	1,69	43,3	388	E	1,69
	TDM3-1	1245	B	43,3	1044	E	1,19	45,8	1247	B	1,00	41,2	1084	B	1,15
	TDM3-2	1210	B	43,3	1044	E	1,16	45,6	1267	B	0,95	41,3	1090	B	1,11
Suzuki (2000)	BDA-30-20-70-1	534	E	45,3	365	E	1,46	46,2	427	E	1,25	45,3	413	E	1,29
	BDA-30-20-70-2	549	E+B	45,3	365	E	1,51	46,3	427	E	1,28	45,3	413	E	1,33
	BDA-30-20-80-1	568	E	45,3	365	E	1,56	46,2	427	E	1,33	45,3	413	E	1,37
	BDA-30-20-80-2	564	E	45,3	365	E	1,55	46,1	425	E	1,33	45,3	413	E	1,36
	BDA-30-20-90-1	583	E	45,3	365	E	1,60	46,0	399	E	1,46	45,3	389	E	1,50
	BDA-30-20-90-2	588	E	45,3	365	E	1,61	46,0	399	E	1,47	45,3	389	E	1,51
	BDA-30-25-70-1	662	E+B	47,4	420	E	1,58	47,7	480	E	1,38	47,4	476	E	1,39
	BDA-30-25-70-2	676	E+B	47,4	420	E	1,61	47,9	484	E	1,40	47,4	476	E	1,42
	BDA-30-25-80-1	696	E+B	47,4	420	E	1,66	47,6	479	E	1,45	47,4	476	E	1,46
	BDA-30-25-80-2	725	E+B	47,4	420	E	1,73	47,7	482	E	1,50	47,4	476	E	1,52
	BDA-30-25-90-1	764	E+B	47,4	420	E	1,82	47,5	450	E	1,70	47,4	448	E	1,70
	BDA-30-25-90-2	764	E	47,4	420	E	1,82	47,7	452	E	1,69	47,4	448	E	1,70
	BDA-30-30-70-1	769	E+B	49,7	425	E	1,81	49,7	482	E	1,59	49,7	482	E	1,59
	BDA-30-30-70-2	730	E+B	49,7	425	E	1,72	49,7	482	E	1,51	49,7	482	E	1,51
	BDA-30-30-80-1	828	E+B	49,7	425	E	1,95	49,7	482	E	1,72	49,7	482	E	1,72
	BDA-30-30-80-2	809	E+B	49,7	425	E	1,90	49,7	482	E	1,68	49,7	482	E	1,68
	BDA-30-30-90-1	843	E+B	49,7	425	E	1,98	49,7	454	E	1,86	49,7	454	E	1,86
	BDA-30-30-90-2	813	E+B	49,7	425	E	1,91	49,7	454	E	1,79	49,7	454	E	1,79
	BDA-40-25-70-1	1019	B	56,7	733	E	1,39	60,5	980	E	1,04	56,7	843	E	1,21
	BDA-40-25-70-2	1068	E+B	56,7	733	E	1,46	60,9	993	E	1,08	56,7	843	E	1,27
Suzuki (2001)	BDA-40-25-80-1	1117	E	56,7	733	E	1,52	60,0	917	E	1,22	56,7	806	E	1,39
	BDA-40-25-80-2	1117	E+B	56,7	733	E	1,52	60,3	929	E	1,20	56,7	806	E	1,39
	BDA-40-25-90-1	1176	E	56,7	733	E	1,60	60,2	926	E	1,27	56,7	806	E	1,46
	BDA-40-25-90-2	1181	E	56,7	733	E	1,61	60,2	923	E	1,28	56,7	806	E	1,46
	BPL- 35 -30- 1	960	B	50,5	647	E	1,48	51,7	766	B	1,25	50,5	733	E	1,31
	BPL- 35 -30- 2	941	B	50,5	647	E	1,45	51,5	760	B	1,24	50,5	733	E	1,28
	BPB- 35-30- 1	1029	E+B	50,5	647	E	1,59	51,8	767	B	1,34	50,5	733	E	1,40
	BPB- 35-30- 2	1103	E+B	50,5	647	E	1,70	51,8	769	B	1,43	50,5	733	E	1,50
	BPH-35 -30- 1	980	B	50,5	647	E	1,51	50,8	741	B	1,32	50,5	733	E	1,34
	BPH-35 -30- 2	1088	E+B	50,5	647	E	1,68	50,6	738	B	1,47	50,5	733	E	1,48
	BPL- 35 -25- 1	902	E+B	48,5	604	E	1,49	49,9	717	B	1,26	48,5	685	E	1,32
	BPL- 35 -25- 2	872	B	48,5	604	E	1,44	50,1	722	B	1,21	48,5	685	E	1,27
	BPB- 35-25- 1	911	E+B	48,5	604	E	1,51	50,4	731	B	1,25	48,5	685	E	1,33
	BPB- 35-25- 2	921	E+B	48,5	604	E	1,52	50,3	729	B	1,26	48,5	685	E	1,35
	BPH-35 -25- 1	882	B	48,5	604	E	1,46	49,0	697	B	1,27	48,5	685	E	1,29
	BPH-35 -25- 2	951	B	48,5	604	E	1,57	49,0	695	B	1,37	48,5	685	E	1,39
	BPL- 35 -20- 1	755	B	46,7	566	E	1,33	49,0	696	B	1,08	45,6	618	B	1,22
	BPL- 35 -20- 2	735	B	46,7	566	E	1,30	49,2	700	B	1,05	45,5	615	B	1,20
	BPB- 35-20- 2	804	E+B	46,7	566	E	1,42	49,4	706	E	1,14	45,3	611	E	1,32
	BPH-35 -20- 1	813	B	46,7	566	E	1,44	48,0	673	B	1,21	46,4	635	B	1,28
	BPH-35 -20- 2	794	B	46,7	566	E	1,40	48,1	674	B	1,18	46,4	635	B	1,25

continua

continuação

Tabela 6.7: Resultados da análise do fator de tendência para modelos de blocos sobre quatro estacas.

Clarke (1973)	A2	1420	B	48,5	1050	E	1,35	51,4	1163	B	1,22	47,1	999	B	1,42
	A3	1340	B	48,5	1039	E	1,29	51,0	1132	B	1,18	47,4	1000	B	1,34
	A4	1230	B	48,5	875	E	1,41	52,3	1120	B	1,10	46,7	916	B	1,34
	A5	1400	B	48,5	1050	E	1,33	51,5	1167	B	1,20	47,1	998	B	1,40
	A6	1230	B	48,5	1039	E	1,18	51,6	1158	B	1,06	47,0	986	B	1,25
	A7	1640	B	48,5	875	E	1,88	51,7	1095	B	1,50	47,0	928	B	1,77
	A8	1510	B	48,5	1050	E	1,44	51,4	1163	B	1,30	47,1	999	B	1,51
	A9	1450	B	48,5	875	E	1,66	51,3	1079	B	1,34	47,3	937	B	1,55
	A10	1520	B	48,5	858	B	1,77	53,1	1151	B	1,32	46,3	905	B	1,68
	A11	1640	B	48,5	821	B	2,00	53,3	1158	B	1,42	46,2	901	B	1,82
	A12	1640	B	48,5	875	E	1,88	51,5	1088	B	1,51	47,1	933	B	1,76
	B1	2080	B	62,1	1166	E	1,78	63,4	1423	E	1,46	61,1	1287	B	1,62
	B3	1770	B	62,1	1166	E	1,52	63,4	1423	E	1,24	61,5	1313	B	1,35

Fonte: Próprio Autor

Figura 6.5: Histogramas do fator de tendência dos modelos de cálculo para blocos sobre quatro estacas.

Fonte: Próprio Autor

Figura 6.6: Diagrama N_{exp} versus N_{teo} para blocos sobre quatro estacas.

Fonte: Próprio Autor

Com base nos resultados expostos verifica-se que, em geral, os três modelos de capacidade resistente se apresentaram favoráveis a segurança ($N_{exp}/N_{teo} \geq 1$) para os exemplares analisados. Além do mais, a quantidade de casos contrários a segurança permaneceu inferior à 10% nos três métodos distintos.

A Tabela 6.8 retrata os parâmetros estatísticos do fator de tendência para os modelos propostos.

Tabela 6.8: Parâmetros estatísticos do fator de tendência de blocos sobre quatro estacas.

Fator de Tendência			
Modelo	Blevot e Frémy (1967)	Fusco (1994)	Santos (2013)
λ_p	1,52	1,38	1,40
Sp	0,28	0,27	0,25
VP (%)	18,4	19,7	18,0

Fonte: Próprio Autor

Os modelos de Fusco (1994) e Santos (2013) obtiveram o fator de tendência λ_p da ordem de 1,40 (favorável a segurança). O modelo proposto por Blevot e Frémy (1967) obteve resultado mais conservador, com $\lambda_p = 1,52$.

Em todos os casos, o coeficiente de variação permaneceu abaixo de 20% e, confrontando-se estes resultados com os valores previstos na Tabela 3.2, verifica-se que os modelos de capacidade resistente apresentaram variabilidade significativa nos casos de blocos sobre quatro estacas.

Nos blocos sobre quatro estacas, graças a significativa quantidade de exemplares (124 corpos de prova avaliados) foi possível aprofundar o estudo subdividindo os resultados em três categorias, de acordo com o grau de tensão atuante σ_{atu} no pilar em relação a resistência do concreto f_c de cada exemplar. A Tabela 6.9 apresenta estes resultados:

Tabela 6.9: Parâmetros estatísticos do fator de tendência em função do grau de solicitação do corpo de prova.

Fator de Tendência					
Relação	Nº casos	Modelo	Blevot e Frémy (1967)	Fusco (1994)	Santos (2013)
$\sigma_{atu} / f_c \leq 0,5$	49	λ_p	1,71	1,55	1,56
		Sp	0,19	0,18	0,17
		VP (%)	10,9	11,6	11,1
$0,5 < \sigma_{atu} / f_c \leq 0,9$	43	λ_p	1,39	1,21	1,32
		Sp	0,22	0,18	0,16
		VP (%)	16,1	14,6	12,3
$\sigma_{atu} / f_c > 0,9$	32	λ_p	1,40	1,33	1,26
		Sp	0,30	0,33	0,32
		VP (%)	21,8	25,1	25,0

Fonte: Próprio Autor

Ao analisar os resultados da Tabela 6.9, verifica-se que nos três modelos de cálculo o fator de tendência λ_p é significativamente diferente entre as relações analisadas. Para valores da relação σ_{atu}/f_c inferior à 0,5, ou seja, para níveis de tensão inferiores atuantes nos corpos de prova, o fator λ_p se torna mais conservador que os valores da Tabela 6.8, bem como a variabilidade diminui permanecendo em torno 11% nos três métodos de cálculo avaliados.

Contudo, para valores da relação σ_{atu}/f_c superiores à 0,9 o fator de tendência λ_p diminui em relação à estimativa inicial da Tabela 6.8, permanecendo favorável à segurança nos três métodos de cálculo, assim como a variabilidade se eleva em comparação com a apresentada inicialmente. É importante ressaltar que nos projetos de blocos de concreto armado, a relação σ_{atu}/f_c ocorre frequentemente com ordem de grandeza superior a 0,9 (nos projetos de edifícios, por exemplo, os lances iniciais dos pilares estão frequentemente submetidos a tensões superiores ao f_{ck} estabelecido em projeto, conforme discutido no item 4.3.1 desta dissertação).

Com relação à fidelidade dos modelos de cálculo, a Tabela 6.10 indica os resultados da comparação do modo de ruptura para teóricos e experimentais.

Tabela 6.10: Fidelidade dos modelos de blocos sobre quatro estacas.

Fidelidade dos Modelos			
Modelo	nº de ensaios	Casos Corretos	Acertos (%)
Blevot e Frémy (1967)	124	82	66
Fusco (1994)		120	97
Santos (2013)		113	91

Fonte: Próprio Autor

Assim como nos casos de blocos sobre três estacas, os modelos de Fusco (1994) e de Santos (2013) se destacaram em relação ao modelo proposto por Blevot e Frémy (1967) quanto à acurácia na previsão dos modos de ruptura dos casos analisados.

6.5 Análises adicionais

Com o intuito de se aprofundar a avaliação dos modelos de cálculo distintos, foi realizado um adicional do fator de tendência λ_p considerando-se as seguintes condições:

- Alteração do limite de resistência das bielas e regiões nodais do método de Blevot e Frémy (1967);
- Consideração do efeito do confinamento na região do nó superior dos blocos sobre três e quatro estacas para o método de Santos (2013);
- Avaliação da eficácia das armaduras dispostas em malha nos blocos sobre quatro estacas.

6.5.1 Resistência das bielas no método de Blevot e Frémy (1967)

Os limites de resistência das bielas e regiões nodais propostos pelo método de Blevot e Frémy (1967) apresentam algumas divergências, por parte da bibliografia consultada, na consideração do coeficiente $k_{mod} = 0,85$ (definido no item 4.2.4 desta dissertação). Por exemplo, a referência “ABNT NBR6118:2014 – Comentários e Exemplos de Aplicação” admite que tal coeficiente se encontra implícito nos limites de resistência das bielas.

Vale lembrar que este critério se opõe à interpretação realizada por Gertsenchtein (1968). Sendo assim, uma análise dos ensaios foi realizada considerando-se o coeficiente k_{mod} implícito nos limites de resistência das bielas, tornando-os menos conservadores, os resultados estão indicados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11: Avaliação do fator de tendência para o método de Blevot e Frémy (1967).

Avaliação do fator de tendência para o método de Blevot e Frémy (1967)						
Modelo	2 Estacas		3 Estacas		4 Estacas	
	k_{mod} (Explícito)	k_{mod} (Implícito)	k_{mod} (Explícito)	k_{mod} (Implícito)	k_{mod} (Explícito)	k_{mod} (Implícito)
λ_p	1,07	0,97	1,27	1,26	1,52	1,50
S_p	0,15	0,20	0,27	0,33	0,28	0,29
VP (%)	14,0	20,4	21,1	26,4	18,4	19,2
Casos desfavoráveis (%)	36,7	66,7	15,0	20,0	5,6	5,6

Fonte: Próprio Autor

Os resultados indicaram que a consideração do coeficiente k_{mod} implícito nos limites de resistência das bielas promoveu resultados contrários à segurança nos blocos sobre duas estacas avaliados (fator de tendência $\lambda_p = 0,97$), os blocos sobre três e quatro estacas não sofreram alterações significativas. Em todos os casos houve aumento na variabilidade dos resultados (mais acentuada nos blocos sobre duas e três estacas).

A quantidade de casos detectados com resultados desfavoráveis à segurança ($N_{exp}/N_{teo} < 1$) aumentou nos exemplares relacionados a blocos sobre duas e três estacas e permanecendo constante nos de quatro estacas.

6.5.2 Efeito do confinamento no modelo de Santos (2013)

No método de Santos (2013), verifica-se que o limite para a tensão junto ao nó superior respeite o valor de $f_{cd,1}$, conforme proposto no capítulo 4. Contudo, este limite não considera o efeito do confinamento, presente em nós submetidos à compressão triaxial, como é o caso do nó superior de blocos sobre estacas não colineares.

Sendo assim, realizou-se a avaliação do efeito do confinamento do nó superior, adotando-se a (2.9) para determinação dos limites de resistência dos nós superiores nos exemplares de blocos sobre três e quatro estacas (Tabela 6.12).

Tabela 6.12: Avaliação do efeito do confinamento do nó superior.

Avaliação do efeito do confinamento do nó superior				
Modelo	3 Estacas		4 Estacas	
	Sem Confinamento	Com Confinamento	Sem Confinamento	Com Confinamento
λ_p	1,27	1,21	1,40	1,38
σ_p	0,27	0,26	0,25	0,28
VP (%)	21,1	21,4	18,0	20,1

Fonte: Próprio Autor

Os resultados indicaram que o fator de tendência λ_p reduziu (tornou-se mais preciso) quando considerado o efeito do confinamento, tanto nos blocos sobre três estacas, quanto nos de quatro estacas. O coeficiente de variação dos modelos ν_p sofreu aumento para aproximadamente 12% nos blocos sobre quatro estacas e foi irrelevante nos casos de blocos sobre três estacas.

6.5.3 Avaliação da eficácia da armadura em malha

Nos métodos avaliados, a armação disposta em malha de blocos sobre quatro estacas foi sujeita a perda de eficiência de 20% (conforme critérios discutidos no capítulo 4) das barras posicionadas fora da projeção das estacas. Contudo, a fim de se avaliar um possível ganho de eficiência nestes casos, foi realizado um estudo comparativo considerando-se a plena eficiência das barras nesta condição. Os resultados estão indicados na Tabela 6.13.

Tabela 6.13: Avaliação da eficiência da armação disposta em malha para blocos sobre quatro estacas.

Avaliação da eficiência da armação disposta em malha para blocos sobre quatro estacas						
Modelo	Blevot e Frémy (1967)		Fusco (1994)		Santos (2013)	
	Eficiência Ponderada	Eficiência 100%	Eficiência Ponderada	Eficiência 100%	Eficiência Ponderada	Eficiência 100%
λ_p	1,52	1,34	1,38	1,30	1,40	1,32
σ_p	0,28	0,21	0,27	0,25	0,25	0,22
VP (%)	18,4	16,0	19,7	19,2	18,0	16,3

Fonte: Próprio Autor

A partir da análise dos resultados verifica-se que o ganho de eficiência das armaduras resultou em um fator de tendência λ_p menos conservador e coeficiente de variação v_p reduzido nos três modelos de cálculo distintos. Com resultados mais significativos no método de Blevot e Frémy (1967) (redução de λ_p em aproximadamente 12%).

Vale ressaltar que o ganho de eficiência apresentado se aplica aos blocos analisados (com distância entre estacas e borda lateral relativamente pequenas), isso significa que o resultado apresentado pode não representar determinados blocos cujas dimensões sejam relativamente maiores e, portanto, necessita-se de maior quantidade de ensaios para confirmação dos resultados.

7 Considerações Finais

A análise de confiabilidade dos modelos de capacidade resistente propostos por Blevot e Frémy (1967), Fusco (1994) e Santos (2013) para blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos a carregamento centrado, proporcionou as seguintes considerações.

Em geral, todos os modelos de cálculo apresentaram desempenho satisfatório na comparação com os ensaios. Os três métodos se mostraram, em média, favoráveis a segurança. É evidente que uma pequena parcela dos exemplares resultou na condição contrária à segurança ($N_{exp}/N_{teo} < 1$), mas com diferença pequena entre valor experimental e teórico. Os resultados se mostraram promissores ao indicar fatores de tendência λ_p conservadores para os três modelos de cálculo, principalmente nos blocos sobre três e quatro estacas. Nesses dois casos o coeficiente de variação ν_p cresceu em decorrência da tridimensionalidade, onde há dificuldade na análise e determinação da geometria das regiões nodais.

É importante ressaltar que todos os modelos propostos se baseiam no método das bielas e tirantes, que por sua vez é fundamentado pelo teorema do limite inferior da teoria da plasticidade (também denominado de teorema estático) e, portanto, é razoável que os ensaios promovam resultados mais eficientes (maior capacidade resistente) do que os modelos de cálculo.

No que se refere à variabilidade, os métodos propostos por Blevot e Frémy (1967) e Santos (2013) para blocos sobre duas estacas obtiveram valores razoáveis de coeficiente de variação (valores entre 10% e 14%). Por outro lado, o método de Fusco (1994) resultou em valor de ν_p expressivo (aproximadamente 26%). Esse fato decorre de que as tensões resistentes propostas por este método permanecerem limitadas pelo ângulo de inclinação mínimo das bielas ($\theta = \arctg\left(\frac{1}{2}\right) \cong 26,5^\circ$), assim, o método se mostra conservador, porém com variabilidade significativa nestes casos.

Quanto aos blocos sobre três e quatro estacas, todos os modelos proporcionaram variabilidade significativa (ordem de grandeza de 20%). Entretanto, nestes casos ressalta-se novamente a complexidade dos elementos tridimensionais na análise e determinação dos modelos de cálculo e, portanto, é razoável considera-

los com expressiva variabilidade.

Nos casos de blocos sobre quatro estacas, ao analisar os resultados em categorias separadas da relação σ_{atu}/f_c dos exemplares, verificou-se resultados significativamente distintos das estimativas iniciais. Nos casos em que a relação σ_{atu}/f_c permaneceu inferior à 0,5, o fator de tendência λ_p se mostrou mais conservador e a variabilidade diminuiu. Por outro lado, nos exemplares com relação σ_{atu}/f_c superior à 0,9 (relação frequentemente encontrada no dimensionamento dos lances iniciais dos pilares de concreto armado), o fator de tendência λ_p diminuiu, assim como a variabilidade se elevou em comparação com a apresentada inicialmente. É importante destacar que em todas as relações separadas o fator de tendência λ_p permaneceu favorável à segurança e, portanto, os três métodos de cálculo apresentaram desempenho satisfatório nas categorias distintas.

Com relação a fidelidade aos modos de ruptura, os métodos de Fusco (1994) e Santos (2013) se destacaram em relação ao modelo proposto por Blevot e Frémy (1967), decorrente da possibilidade de otimização das regiões nodais superiores, na qual possibilita o equilíbrio da capacidade dos blocos quantos aos diferentes modos de ruína (esmagamento da região nodal superior e escoamento das armaduras).

É importante ressaltar também que, pela análise dos ensaios, não ficou evidente a ocorrência de ruptura junto ao nó superior pela existência de tração devido à inflexão gerada pela abertura significativa das bielas conforme propõe o modelo de Fusco (1994) nos casos de blocos com inclinações das bielas mais íngremes.

Quanto a análise adicional dos limites de resistência das bielas propostas no método de Blevot e Frémy (1967). Os resultados indicaram a necessidade da consideração do coeficiente k_{mod} na determinação das tensões resistentes das bielas, principalmente no dimensionamento de blocos sobre duas estacas, no qual proporcionou fator de tendência contrário à segurança e coeficiente de variação significativo ($\lambda_p = 0,97$ e $v_p = 20,4\%$, respectivamente). Vale ressaltar que a desconsideração do coeficiente k_{mod} se mostrou menos expressiva no dimensionamento de blocos sobre três e quatro estacas devido, provavelmente, ao efeito do confinamento do nó superior, no qual foi determinado de maneira empírica pelos pesquisadores.

Com relação a consideração do efeito do confinamento no modelo proposto por Santos (2013), os resultados indicaram que o fator de tendência λ_p tornou-se mais acurado quando considerado o efeito do confinamento, com maior relevância nos blocos sobre três estacas. O coeficiente de variação dos modelos ν_p sofreu aumento para aproximadamente 12% nos blocos sobre quatro estacas e foi irrelevante nos casos de blocos sobre três estacas.

No caso da análise da eficiência das armaduras dispostas em malha nos blocos sobre quatro estacas, verifica-se que a consideração de eficiência plena destas armaduras resultou no fator de tendência λ_p menos conservador e coeficiente de variação ν_p reduzido para os três modelos de cálculo distintos. Vale lembrar, porém que estes são resultados baseados nos ensaios, com vãos entre apoios limitados e, portanto, recomenda-se a realização de estudos mais aprofundados para verificar a eficiência da distribuição em malha das armaduras.

Por fim, é importante destacar a importância da análise de ancoragem no dimensionamento dos tirantes, pelo fato do escorregamento das barras promover a ruptura frágil para os blocos de fundação (conforme evidenciado em alguns dos exemplares).

Como sugestão para trabalhos futuros recomenda-se a realização de maior quantidade de ensaios, principalmente nos blocos sobre duas e três estacas, para se obter resultados mais precisos dos parâmetros estatísticos dos modelos de cálculo. Alternativamente, é interessante a realização de ensaios para avaliação dos modelos de capacidade resistente para blocos submetidos à carregamento excêntrico e para verificação da eficiência das armaduras dispostas em malha.

8 Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado**, Rio de Janeiro, RJ. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12655: Concreto de cimento Portland-Preparo, controle, recebimento e aceitação-Procedimento**, Rio de Janeiro, RJ. 2015.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. **Semelles sur pieux**. Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1967, v.20, 230p.

BLOCKLEY, D. **Engineering safety**. McGraw-Hill Book Company Europe, England, 1992, 475p.

CHANTELOT, G.; MATHERN, A. **Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps**. Master's Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2010.

CLARKE, J. L. **Behavior and design of pile caps with four piles**. Technical Report, n.42.489, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1973.

ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V.; MACGREGOR, J. G.; CORNELL, C. A. **Development of a probability based load criterion for american national standard A58**. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, 1980. 228p.

FUSCO, P. B. **Fundamentos do projeto estrutural**. Edusp / McGraw-Hill do Brasil. São Paulo, 1976.

FUSCO, P. B. **Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas**. Edusp / McGraw-Hill do Brasil. São Paulo, 1977. 274p.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar estruturas de concreto armado**, 1ª Edição. São Paulo: Editora Pini, 1994. 382p.

GERTSENCHTEIN, M. **Cálculo de blocos de estacas com cargas centradas**, (apostila), Escola de Engenharia de Lins, Lins, 1968. 30p.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de Concreto**: Princípios básicos sobre a armação de estrutura de concreto armado, 1ª Edição. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1978. Volume 3.

MACHADO, C. P. **Bloco sobre duas estacas**: Com pilar comprimido, tracionado (tirante) ou sujeito a flexão composta, Curso elementos estruturais especiais de concreto armado (apostila), FDTE-EPUSP-IPT, São Paulo, 1980. 70p.

MACHADO, C. P. **Bloco sobre várias estacas**, Curso elementos estruturais especiais de concreto armado (apostila), FDTE-EPUSP-IPT, São Paulo, 1981. 42p.

MARTI, P. **Basic tools of reinforced concrete beam design**. ACI J. v.82, n.1, p.46-56, 1985.

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios**. Tese (doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1971. 85p.

MIGUEL, M. G. **Análises experimental e numérica de blocos sobre três estacas**, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2000. 231p.

MÖRSCH, E. **Concrete-steel construction**. Zürich Polytechnic, Zürich, 1910. 362p.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação centrada**, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004. 148p.

MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.; FARIA, D. V. **Campos de tensões e método das bielas**: Aplicações na concepção e dimensionamento de estruturas em concreto armado, (apostila), São Paulo, 2016. 108p.

NOWAK, A. S.; RAKOCZY, A. M.; SZELIGA, E. K. **Revised statistical resistance models for R/C structural components**, ACI SP honoring Andy Scanlon, 2011. 16p.

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**, Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. 151p.

RAMOS, F. A. C. **Análise numérica de blocos sobre dez estacas: cálculo das reações de apoio**, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2007. 182p.

RITTER, W. **Die Bauweise Hennebique** (The Hennebique System). Schweizerische Bauzeitung, Bd. XXXIII, 7, Zürich, 1899.

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

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

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K. **Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models**. Struct. Eng., v.69, n.6, p.113-125, 1991.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. **Toward a consistent design of structural concrete**. PCI J. v.32, n.3, p.75-150, 1987.

SCHNEIDER, J. **Introduction to Safety and Reliability of Structures**. IABSE/AIPC/IVBH, Zürich, 1997. 138 p.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**, Projeto REENGE, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2000. 189p.

SOUZA, R. A. **Aplicação do método dos elementos finitos e do método das bielas na análise de blocos rígidos sobre estacas**, Estágio Pós-doutoral, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2006. 208p.

SUZUKI. **Influence of Bar Arrangement on Ultimate Strength of Four-Pile Caps**, Japan concrete institute, Japan, 1998, 6p.

SUZUKI. **Experimental Study on Four Pile Caps with Taper**, Japan concrete institute, Japan, 1999, 6p.

SUZUKI. **Influence of Edge Distance on Failure Mechanism of Pile Caps**, Japan concrete institute, Japan, 2000, 6p.

SUZUKI. **Experimental study on corner shear failure of pile caps**, Japan concrete institute, Japan, 2001, 6p.

TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. **Some detailing problems in concrete frame structures**. The Structural Engineer, 1976.

Anexo A

Análise da ancoragem dos exemplares

Ancoragem das armaduras																				
Identificação do bloco	Dest (cm)	f _c (MPa)	Disposição	Tipo de Ancoragem	A _{s,ef} (cm²)	f _y (MPa)	N _{exp}	Compressão transversal			k1	k2	k3	f _b (MPa)	L _{b0} (cm)	L _{b,ef} (cm)	L _{b,min} (cm)	L _{b,exist} (cm)	A _{s,cal} (cm²)	
								Tensão	Redutor											
Blevot (1967) - 2 Estacas	2N1	35	23,6	6 Φ 32 (longitudinal)	Gancho	48,25	232	2100	8,57	0,68	0,44	1,00	1,00	2,56	76,3	36,3	32,0	37,5	48,3	
	2N2	35	27,8	6 Φ 32 (longitudinal)	Gancho	48,25	240	3000	12,24	0,68	0,44	1,00	1,00	2,86	70,6	33,6	32,0	37,5	48,3	
	2N2 (Bis)	35	45,5	5 Φ 32 (longitudinal)	Reta	40,21	474	5200	21,22	0,68	1,00	1,00	1,00	8,92	44,6	30,3	32,0	37,5	40,2	
	2N3	35	32,7	6 Φ 32 (longitudinal)	Gancho	48,25	293	4500	18,37	0,68	0,44	1,00	1,00	3,18	77,3	36,8	32,0	37,5	48,3	
	2N3 (Bis)	35	47,0	5 Φ 32 (longitudinal)	Reta	40,21	470	6000	24,49	0,68	1,00	1,00	1,00	9,12	43,3	29,4	32,0	37,5	40,2	
	5,a	14	37,6	3 Φ 12 (longitudinal)	Gancho	3,39	492	385	9,82	0,68	0,44	1,00	1,00	3,49	44,3	21,1	12,0	16,5	2,7	
	5,b	14	36,4	3 Φ 12 (longitudinal)	Gancho	3,39	486	338	8,61	0,68	0,44	1,00	1,00	3,42	44,8	21,3	12,0	16,5	2,6	
	5,a (Bis)	14	23,7	3 Φ 16 (longitudinal)	Gancho	6,03	471	248	6,31	0,75	0,44	1,00	1,00	2,57	77,1	40,3	16,0	16,5	2,5	
	5,b (Bis)	14	24,8	3 Φ 16 (longitudinal)	Gancho	6,03	443	193	4,91	0,80	0,44	1,00	1,00	2,65	70,4	39,6	16,0	16,5	2,5	
	5,c (Bis)	14	23,8	3 Φ 16 (longitudinal)	Gancho	6,03	473	275	7,02	0,72	0,44	1,00	1,00	2,57	77,2	38,9	16,0	16,5	2,6	
Mautoni (1971) - 2 Estacas	B1-1	15	21,5	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	520	17,33	0,68	1,00	1,00	1,00	5,41	43,6	20,8	12,5	20,0	6,0	
	B2-1	15	21,5	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	550	18,33	0,68	1,00	1,00	1,00	5,41	43,6	20,8	12,5	20,0	6,0	
	B1-2	15	15,0	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	350	11,67	0,68	1,00	1,00	1,00	4,26	55,5	26,4	12,5	20,0	5,7	
	B2-2	15	15,0	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	370	12,33	0,68	1,00	1,00	1,00	4,26	55,5	26,4	12,5	20,0	5,7	
	B1-A	15	32,3	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	800	26,67	0,68	1,00	1,00	1,00	7,10	33,3	15,8	12,5	20,0	7,5	
	B2-A	15	32,3	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	810	27,00	0,68	1,00	1,00	1,00	7,10	33,3	15,8	12,5	20,0	7,5	
	B1-B	15	32,0	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	780	26,00	0,68	1,00	1,00	1,00	7,06	33,5	15,9	12,5	20,0	6,3	
	B2-B	15	32,0	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	700	23,33	0,68	1,00	1,00	1,00	7,06	33,5	15,9	12,5	20,0	6,3	
	B1-4A	15	29,5	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	620	20,67	0,68	1,00	1,00	1,00	6,68	35,4	16,8	12,5	20,0	7,5	
	B2-4A	15	29,5	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	640	21,33	0,68	1,00	1,00	1,00	6,68	35,4	16,8	12,5	20,0	7,5	
	B1-4B	15	27,8	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	630	21,00	0,68	1,00	1,00	1,00	6,42	36,8	17,5	12,5	20,0	6,3	
	B2-4B	15	27,8	5 Φ 12,5 (longitudinal)	Bigode	6,25	720	630	21,00	0,68	1,00	1,00	1,00	6,42	36,8	17,5	12,5	20,0	6,3	
	B1-4C	15	22,2	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	490	16,33	0,68	1,00	1,00	1,00	5,53	42,7	20,3	12,5	20,0	7,4	
	B2-4C	15	22,2	6 Φ 12,5 (longitudinal)	Laçada Contínua	7,50	720	450	15,00	0,68	1,00	1,00	1,00	5,53	42,7	20,3	12,5	20,0	7,4	
	D1	15	22,9	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	510	17,00	0,68	1,00	1,00	1,00	5,64	32,1	15,3	10,0	20,0	5,6	
	D2	15	22,9	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	510	17,00	0,68	1,00	1,00	1,00	5,64	32,1	15,3	10,0	20,0	5,6	
	F1	15	23,6	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	500	16,67	0,68	1,00	1,00	1,00	5,76	31,4	15,0	10,0	20,0	5,6	
	F2	15	23,6	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	440	14,67	0,68	1,00	1,00	1,00	5,76	31,4	15,0	10,0	20,0	5,6	
	E1	15	19,5	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	380	12,67	0,68	1,00	1,00	1,00	5,07	35,7	17,0	10,0	20,0	5,6	
	G1	15	24,3	7 Φ 10 (longitudinal)	Laçada Contínua	5,60	690	480	16,00	0,68	1,00	1,00	1,00	5,87	30,8	14,7	10,0	20,0	5,6	
	Blevot (1967) - 3 Estacas	3N1	35	45,6	3 Φ32 (lat.)	Gancho	24,13	252	4200	11,43	0,68	0,44	1,00	1,00	3,97	53,3	25,4	32,0	33,6	24,1
					3x4 Φ20 (medianas)	Gancho	12,57	277		11,43	0,68	0,44	1,00	1,00	3,97	36,6	17,4	20,0	33,6	12,6
		3N1 (Bis)	35	45,4	3x4 Φ25 (lat.)	Reta	19,63	445	5000	13,61	0,68	1,00	1,00	1,00	8,90	32,8	22,3	25,0	33,6	19,6
					3x2 Φ20 (medianas)	Reta	6,28	447		13,61	0,68	1,00	1,00	1,00	8,90	26,4	17,9	20,0	33,6	6,3
3N2		35	37,7	3 Φ32 (lat.)	Gancho	24,13	255	3800	10,34	0,68	0,44	1,00	1,00	3,49	61,3	29,2	32,0	33,6	24,1	
3N2 (Bis)		35	43,7	3x4 Φ25 (lat.)	Reta	19,63	442	4500	12,24	0,68	1,00	1,00	1,00	8,68	33,4	22,7	25,0	33,6	19,6	
3N3		35	46,3	2 Φ32 + 1 Φ25 (lat.)	Gancho	20,99	282	6200	16,87	0,68	0,44	1,00	1,00	4,01	58,9	28,1	32,0	33,6	21,0	
				3x4 Φ20 (medianas)	Gancho	12,57	291		16,87	0,68	0,44	1,00	1,00	4,01	38,1	18,1	20,0	33,6	12,6	
3N3 (Bis)		35	40,9	3x4 Φ25 (lat.)	Reta	19,63	436	5800	15,78	0,68	1,00	1,00	1,00	8,31	34,4	23,4	25,0	33,6	19,6	
				3x2 Φ20 (medianas)	Reta	6,28	456		15,78	0,68	1,00	1,00	1,00	8,31	28,8	19,6	20,0	33,6	6,3	
3N4		35	32,7	2 Φ32 (lat.)	Gancho	16,00	261	5200	14,15	0,68	0,44	1,00	1,00	3,18	69,0	32,8	32,0	33,6	16,0	
				1 Φ25 (lat.)	Gancho	4,99	333		14,15	0,68	0,44	1,00	1,00	3,18	68,8	32,7	25,0	33,6	5,0	
4,1		14	34,7	3x3 Φ10 (lat.)	Gancho	2,36	439	573	9,74	0,68	0,44	1,00	1,00	3,31	34,8	16,6	10,0	16,0	2,3	
4,2		14	35,6	3 Φ10 (lat.)	Gancho	2,36	436	570	9,69	0,68	0,44	1,00	1,00	3,37	34,0	16,2	10,0	16,0	2,3	
4,3		14	37,1	3x2 Φ10 (lat.)	Gancho	1,57	446	568	9,65	0,68	0,44	1,00	1,00	3,46	33,8	16,1	10,0	16,0	1,6	
				3x2 Φ8 (medianas)	Gancho	1,01	420		9,65	0,68	0,44	1,00	1,00	3,46	25,5	12,1	10,0	16,0	1,0	
6,1		14	37,4	3x3 Φ12 (lat.)	Gancho	3,39	474	1140	19,39	0,68	0,44	1,00	1,00	3,48	42,9	20,4	12,0	16,0	2,6	
6,2		14	32,5	3 Φ12 (lat.)	Gancho	3,39	481	1120	19,05	0,68	0,44	1,00	1,00	3,17	47,9	22,8	12,0	16,0	2,4	
6,3		14	36,4	3x2 Φ12 (lat.)	Gancho	2,26	484	1180	20,07	0,68	0,44	1,00	1,00	3,42	44,6	21,2	12,0	16,0	1,7	
				3x2 Φ10 (medianas)	Gancho	1,57	505		20,07	0,68	0,44	1,00	1,00	3,42	38,8	18,5	10,0	16,0	1,4	
6,3 (Bis)		14	25,0	3x2 Φ10 (lat.)	Gancho	1,57	505	958	16,28	0,68	0,44	1,00	1,00	2,66	49,8	23,7	10,0	16,0	1,1	
				3x2 Φ12 (medianas)	Gancho	2,26	434		16,28	0,68	0,44	1,00	1,00	2,66	51,4	24,5	12,0	16,0	1,5	
7N3		14	22,0	3x3 Φ10 (lat.)	Gancho	2,36	472	595	10,12	0,68	0,44	1,00	1,00	2,44	50,7	24,1	10,0	16,0	1,6	
7N4		14	17,7	3x3 Φ14 (lat.)	Gancho	4,62	484	548	9,31	0,68	0,44	1,00	1,00	2,11	84,1	40,0	14,0	16,0	1,8	
7N5		14	23,8	3x3 Φ12 (lat.)	Gancho	3,39	494	900	15,31	0,68	0,44	1,00	1,00	2,57	60,4	28,7	12,0	16,0	1,9	
7N6		14	23,8	3x3 Φ16 (lat.)	Gancho	6,03	466	1050	17,86	0,68	0,44	1,00	1,00	2,57	76,0	36,2	16,0	16,0	2,7	
8,1		14	23,2	3x2 Φ10 (lat.)	Gancho	1,58	335	588	9,99	0,68	0,44	1,00	1,00	2,53	34,7	16,5	10,0	16,0	1,5	
				3x2 Φ8 (lat.)	Gancho	1,00	359		9,99	0,68	0,44	1,00	1,00	2,53	29,8	14,2	10,0	16,0	1,0	
8,2		14	23,2	3x4 Φ12 (medianas)	Gancho	4,52	342	440	7,48	0,70	0,44	1,00	1,00	2,53	42,5	20,8	12,0	16,0	3,5	
8,3		14	27,5	3x(1 Φ8+1 Φ10) (lat.)	Gancho	1,29	340	450	7,65	0,69	0,44	1,00	1,00	2,83	31,5	15,3	10,0	16,0	1,3	
				3x2 Φ12 (medianas)	Gancho	2,26	319		7,65	0,69	0,44	1,00	1,00	2,83	35,4	17,2	12,0	16,0	2,1	
8,1 (Bis)		14	29,5	3x2 Φ10 (lat.)	Gancho	1,58	446	750	12,76	0,68	0,44	1,00	1,00	2,97	39,4	18,8	10,0	16,0	1,3	
				3x2 Φ8 (lat.)	Gancho	1,00	453		12,76	0,68	0,44	1,00	1,00							

continuação

Análise da ancoragem dos exemplares

Miguel (2000) - 3 Estacas	B20A2	20	30,1	3 Φ12,5 (lat.)	Gancho	3,75	591	267	2,84	0,89	1,00	1,00	1,00	6,77	28,6	17,8	12,5	25,2	3,8
				2 Φ12,5 (medianas)	Gancho	2,50	591		2,84	0,89	1,00	1,00	1,00	6,77	28,6	17,8	12,5	25,2	2,5
	B30A3	30	20,8	3 Φ12,5 (lat. + malha)	Gancho	3,75	591	195	0,92	0,96	1,00	1,00	1,00	5,29	36,6	24,7	12,5	33,6	3,8
	B20A3	20	32,2	3 Φ12,5 (lat. + malha)	Gancho	3,75	591	194	2,06	0,92	1,00	1,00	1,00	7,08	27,4	17,6	12,5	25,2	3,8
	B30A4	30	20,8	3 Φ12,5 (lat. + "gaiolas")	Gancho	3,75	591	238	1,12	0,96	1,00	1,00	1,00	5,29	36,6	24,5	12,5	33,6	3,8
Blevot (1967) - 4 Estacas	4N1	35	37,3	4x4 Φ32 (lat.)	Gancho	32,2	276	7000	19,05	0,68	0,44	1,00	1,00	3,47	66,9	31,8	32,0	40,0	32,2
				2x7 Φ15 (malha)	Gancho	14,1	279		19,05	0,68	0,44	1,00	1,00	3,47	31,7	15,1	15,0	40,0	14,1
	4N1 (Bis)	35	40,8	4x4 Φ25 (lat.)	Reta	20,0	443	6700	18,23	0,68	1,00	1,00	1,00	8,30	35,0	23,8	25,0	40,0	20,0
				2x7 Φ12 (malha)	Reta	8,2	517		18,23	0,68	1,00	1,00	1,00	8,30	19,6	13,3	12,0	40,0	8,2
	4N2	35	37,1	4x3 Φ32 (lat.)	Gancho	24,1	279	6580	17,90	0,68	0,44	1,00	1,00	3,46	67,6	32,2	32,0	40,0	24,1
				2x4 Φ25 (diag.)	Gancho	19,6	300		17,90	0,68	0,44	1,00	1,00	3,46	56,9	27,1	25,0	36,0	19,6
	4N2 (Bis)	35	34,2	4x3 Φ25 (lat.)	Reta	15,0	498	7390	20,11	0,68	1,00	1,00	1,00	7,37	44,4	30,2	25,0	40,0	15,0
				2x4 Φ20 (diag.)	Reta	12,8	475		20,11	0,68	1,00	1,00	1,00	7,37	33,8	23,0	20,0	36,0	12,8
	4N3	35	34,2	4x(2 Φ32+2 Φ25) (lat.)	Gancho	25,9	262	6500	17,69	0,68	0,44	1,00	1,00	3,27	67,3	32,0	32,0	40,0	25,9
				2x8 Φ12 (malha)	Gancho	9,1	293		17,69	0,68	0,44	1,00	1,00	3,27	28,2	13,4	12,0	40,0	9,1
	4N3 (Bis)	35	49,3	4x(2 Φ25+2 Φ20) (lat.)	Reta	16,4	470	9000	24,49	0,68	1,00	1,00	1,00	9,41	32,8	22,3	25,0	40,0	16,4
				2x8 Φ10 (malha)	Reta	6,6	430		24,49	0,68	1,00	1,00	1,00	9,41	12,0	8,1	10,0	40,0	6,6
	4N4	35	35,4	4x4 Φ25 (lat.)	Gancho	19,6	291	7530	20,49	0,68	0,44	1,00	1,00	3,35	57,1	27,2	25,0	40,0	19,6
				2x4 Φ25 (diag.)	Gancho	19,6	291		20,49	0,68	0,44	1,00	1,00	3,35	57,1	27,2	25,0	36,0	19,6
	4N4 (Bis)	35	42,3	4x4 Φ20 (lat.)	Reta	12,8	486	8110	22,07	0,68	1,00	1,00	1,00	8,50	30,0	20,4	20,0	40,0	12,8
				2x4 Φ20 (diag.)	Reta	12,8	486		22,07	0,68	1,00	1,00	1,00	8,50	30,0	20,4	20,0	36,0	12,8
	2,2	14	32,8	2x4 Φ12 (diag.)	Gancho	4,5	356	810	13,78	0,68	0,44	1,00	1,00	3,19	35,2	16,7	12,0	17,1	4,5
				4x2 Φ10 (lat.)	Gancho	1,6	291	740	12,59	0,68	0,44	1,00	1,00	3,11	24,5	11,7	10,0	19,0	1,6
	2,3	14	31,6	2x2 Φ12 (diag.)	Gancho	2,3	334		12,59	0,68	0,44	1,00	1,00	3,11	33,8	16,1	12,0	17,1	2,3
	2,4	14	31,0	4 Φ10 (lat.)	Gancho	3,1	330	705	11,99	0,68	0,44	1,00	1,00	3,07	28,2	13,4	10,0	19,0	3,1
	3,1	14	32,1	4x4 Φ8 (lat.)	Gancho	2,0	469	475	8,08	0,68	0,44	1,00	1,00	3,14	31,3	14,9	10,0	19,0	2,0
	3,2	14	37,2	2x4 Φ10 (diag.)	Gancho	3,1	447	540	9,18	0,68	0,44	1,00	1,00	3,47	33,9	16,1	10,0	17,1	3,1
	1A1	14	26,6	4x2 Φ10 (lat.)	Gancho	1,6	505	1150	19,56	0,68	0,44	1,00	1,00	2,77	47,8	22,8	10,0	19,0	1,6
				4x2 Φ12 (lat.)	Gancho	2,2	484		19,56	0,68	0,44	1,00	1,00	2,77	55,0	26,2	12,0	19,0	1,6
	1A2	14	36,8	2x2 Φ12 (diag.)	Gancho	2,2	492	900	15,31	0,68	0,44	1,00	1,00	3,44	45,1	21,4	12,0	17,1	1,8
				2x2 Φ14 (diag.)	Gancho	3,1	514		15,31	0,68	0,44	1,00	1,00	3,44	54,9	26,1	14,0	17,1	2,0
	1A2 (Bis)	14	33,3	2x2 Φ12 (diag.)	Gancho	2,2	492	1178	20,03	0,68	0,44	1,00	1,00	3,22	48,2	22,9	12,0	17,1	1,7
				2x2 Φ14 (diag.)	Gancho	3,1	514		20,03	0,68	0,44	1,00	1,00	3,22	58,7	28,0	14,0	17,1	1,9
	1A3	14	33,6	4x(1 Φ10+1 Φ12) (lat.)	Gancho	1,9	523	1185	20,15	0,68	0,44	1,00	1,00	3,24	50,9	24,2	12,0	19,0	1,5
				2x(1 Φ10+1 Φ12) (diag.)	Gancho	1,9	486		20,15	0,68	0,44	1,00	1,00	3,24	47,2	22,5	12,0	17,1	1,5
	1A4	14	32,9	2 Φ10 (lat.)	Gancho	1,6	510	1158	19,69	0,68	0,44	1,00	1,00	3,19	41,9	19,9	10,0	19,0	1,5
				2 Φ12 (lat.)	Gancho	2,2	492		19,69	0,68	0,44	1,00	1,00	3,19	48,5	23,1	12,0	19,0	1,8
	3A2	14	39,2	2x2 Φ12 (diag.)	Gancho	2,2	491	900	15,31	0,68	0,44	1,00	1,00	3,59	43,1	20,5	12,0	17,1	1,9
				2x2 Φ14 (diag.)	Gancho	3,1	516		15,31	0,68	0,44	1,00	1,00	3,59	52,8	25,1	14,0	17,1	2,1
	3A3	14	32,0	4x(1 Φ10+1 Φ12) (lat.)	Gancho	1,9	508	665	11,31	0,68	0,44	1,00	1,00	3,14	51,0	24,3	12,0	19,0	1,5
				2x(1 Φ10+1 Φ12) (diag.)	Gancho	1,9	485		11,31	0,68	0,44	1,00	1,00	3,14	48,7	23,2	12,0	17,1	1,4
	3A3 (Bis)	14	46,1	4x(1 Φ10+1 Φ12) (lat.)	Gancho	1,9	508	843	14,33	0,68	0,44	1,00	1,00	4,00	40,0	19,0	12,0	19,0	1,9
				2x(1 Φ10+1 Φ12) (diag.)	Gancho	1,9	485		14,33	0,68	0,44	1,00	1,00	4,00	38,2	18,2	12,0	17,1	1,8
Clarke (1973) - 4 Estacas	Q,1	14	33,9	2x8 Φ8 (malha)	Gancho	4,0	460	408	6,94	0,72	0,44	1,00	1,00	3,26	29,6	15,0	10,0	19,0	4,0
	Q,2	14	30,8	2x8 Φ10 (malha)	Gancho	6,3	342	650	11,05	0,68	0,44	1,00	1,00	3,05	29,4	14,0	10,0	19,0	6,3
	Q,2 (Bis)	14	21,0	2x8 Φ8 (malha)	Gancho	4,0	325	510	8,67	0,68	0,44	1,00	1,00	2,37	28,8	13,7	10,0	19,0	4,0
	6,5	14	18,4	4x4 Φ12 (lat.)	Gancho	4,5	518	843	14,33	0,68	0,44	1,00	1,00	2,17	75,2	35,8	12,0	19,0	2,4
	6,6	14	18,4	4x4 Φ16 (lat.)	Gancho	8,0	468	810	13,78	0,68	0,44	1,00	1,00	2,17	90,6	43,1	16,0	19,0	3,5
	9A1	14	22,6	4x4 Φ12 (lat.)	Gancho	4,5	459	1200	20,41	0,68	0,44	1,00	1,00	2,49	58,1	27,7	12,0	19,0	3,1
	9A2	14	33,9	4x4 Φ16 (lat.)	Gancho	8,0	467	1900	32,31	0,68	0,44	1,00	1,00	3,26	60,2	28,6	16,0	19,0	5,3
	9A3	14	28,6	4x4 Φ12 (lat.)	Gancho	4,5	465	1700	28,91	0,68	0,44	1,00	1,00	2,91	50,4	24,0	12,0	19,0	3,6
	11,1a	14	22,3	4x4 Φ12 (lat.)	Gancho	4,5	311	563	9,57	0,68	0,44	1,00	1,00	2,46	39,7	18,9	12,0	19,0	4,5
	11,1b	14	16,2	4x4 Φ12 (lat.)	Reta	4,5	311	490	8,33	0,68	1,00	1,00	1,00	4,48	21,9	14,9	12,0	19,0	4,5
	11,2a	14	25,6	4x4 Φ10 (lat.)	Gancho	3,1	445	558	9,48	0,68	0,44	1,00	1,00	2,70	43,2	20,6	10,0	19,0	2,9
	11,2b	14	24,9	4x4 Φ10 (lat.)	Reta	3,1	441	585	9,95	0,68	1,00	1,00	1,00	5,97	19,4	13,2	10,0	19,0	3,1
	A2	20	27,5	5 Φ 10 (lat.)	Dobra simples	4,0	410	1420	15,07	0,68	0,44	1,00	1,00	2,83	38,0	18,1	10,0	30,0	4,0
	A3	20	31,1	7 Φ 10 (diag.)	Dobra simples	5,6	410	1340	14,22	0,68	0,44	1,00	1,00	3,08	35,0	16,7	10,0	27,0	5,6
	A4	20	20,9	10 Φ 10 (malha)	Reta	8,0	410	1230	13,05	0,68	0,44	1,00	1,00	2,36	45,6	31,0	10,0	30,0	7,7
	A5	20	26,9	5 Φ 10 (lat.)	Reta	4,0	410	1400	14,85	0,68	0,44	1,00	1,00	2,79	38,5	26,2	10,0	30,0	4,0
	A6	20	26,0	7 Φ 10 (diag.)	Reta	5,6	410	1230	13,05	0,68	0,44	1,00	1,00	2,73	39,4	26,8	10,0	27,0	5,6
	A7	20	24,2	10 Φ 10 (malha)	Dobra completa	8,0	410	1640	17,40	0,68	0,44	1,00	1,00	2,60	41,3	19,7	10,0	30,0	8,0
	A8	20	27,5	5 Φ 10 (lat.)	Dobra simples	4,0	410	1510	16,02	0,68	0,44	1,00	1,00	2,83	38,0	18,1	10,0	30,0	4,0
	A9	20	26,8	10 Φ 10 (malha)	Dobra simples	8,0	410	1450	15,38	0,68	0,44	1,00	1,00	2,79	38,6	18,4	10,0	30,0	8,0
	A10	20	18,2	10 Φ 10 (malha)	Dobra + gancho	8,0	410	1520	16,13	0,68	0,44	1,00	1,00	2,15	50,0	23,8	10,0	30,0	8,0
	A11	20	17,4	10 Φ 10 (malha)	Dobra completa	8,0	410	1640	17,40	0,68	0,44	1,00	1,00	2,09	51,5	24,5	10,0	30,0	8,0
	A12	20	25,3	10 Φ 10 (malha)	Dobra + gancho	8,0	410	1640	17,40	0,68	0,44	1,00	1,00	2,68	40,1	19,1	10,0	30,0	8,0
	B1	20	26,9	8 Φ 10 (malha)	Dobra completa	6,4	410	2080	22,07	0,68	0,44	1,00	1,00	2,79	38,5	18,3	10,0	30,0	6,4
	B3	20	36,3	8 Φ 10 (malha)	Dobra completa	6,4	410	1770	18,78	0,68	0,44	1,00	1,00	3,41	31,6	15,0	10,0	30,0	6,4

continuação

Análise da ancoragem dos exemplares

Suzuki et. al. (1999) -	TDS1-2	15	27,0	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	356	833	15,71	0,68	0,44	1,00	1,00	2,80	33,4	15,9	10,0	25,0	4,3
	TDS2-1	15	27,2	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	356	1005	18,96	0,68	0,44	1,00	1,00	2,81	33,2	15,8	10,0	25,0	5,7
	TDS2-2	15	27,3	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	356	1054	19,88	0,68	0,44	1,00	1,00	2,82	33,1	15,8	10,0	25,0	5,7
	TDS3-1	15	28,0	11 Φ10 (malha)	Gancho	7,84	356	1299	24,50	0,68	0,44	1,00	1,00	2,87	32,6	15,5	10,0	25,0	7,8
	TDS3-2	15	28,1	11 Φ10 (malha)	Gancho	7,84	356	1303	24,58	0,68	0,44	1,00	1,00	2,88	32,5	15,5	10,0	25,0	7,8
	TDM1-1	15	27,5	4 Φ10 (malha)	Gancho	2,85	383	490	9,24	0,68	0,44	1,00	1,00	2,83	35,5	16,9	10,0	25,0	2,9
	TDM1-2	15	26,3	4 Φ10 (malha)	Gancho	2,85	383	461	8,70	0,68	0,44	1,00	1,00	2,75	36,5	17,4	10,0	25,0	2,9
	TDM2-1	15	29,6	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	657	12,39	0,68	0,44	1,00	1,00	2,98	33,8	16,1	10,0	25,0	4,3
	TDM2-2	15	27,6	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	657	12,39	0,68	0,44	1,00	1,00	2,84	35,4	16,8	10,0	25,0	4,3
	TDM3-1	15	27,0	10 Φ13 (malha)	Gancho	12,70	370	1245	23,48	0,68	0,44	1,00	1,00	2,80	45,1	21,5	13,0	25,0	12,7
	TDM3-2	15	28,0	10 Φ13 (malha)	Gancho	12,70	370	1210	22,82	0,68	0,44	1,00	1,00	2,87	44,0	21,0	13,0	25,0	12,7
Suzuki et. al. (2000) - 4 Estacas	BDA-30-20-70-1	15	25,2	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	534	10,07	0,68	0,44	1,00	1,00	2,67	35,1	16,7	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-20-70-2	15	24,6	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	549	10,36	0,68	0,44	1,00	1,00	2,63	35,7	17,0	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-20-80-1	15	25,2	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	568	10,71	0,68	0,44	1,00	1,00	2,67	35,1	16,7	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-20-80-2	15	26,6	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	564	10,64	0,68	0,44	1,00	1,00	2,77	33,9	16,1	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-20-90-1	15	26,0	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	583	11,00	0,68	0,44	1,00	1,00	2,73	34,4	16,4	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-20-90-2	15	26,1	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	588	11,09	0,68	0,44	1,00	1,00	2,74	34,3	16,3	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-25-70-1	15	28,8	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	662	12,49	0,68	0,44	1,00	1,00	2,92	34,4	16,4	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-25-70-2	15	26,6	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	676	12,75	0,68	0,44	1,00	1,00	2,77	36,3	17,3	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-25-80-1	15	29,4	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	696	13,13	0,68	0,44	1,00	1,00	2,96	33,9	16,1	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-25-80-2	15	27,8	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	725	13,68	0,68	0,44	1,00	1,00	2,86	35,2	16,8	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-25-90-1	15	29,0	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	764	14,41	0,68	0,44	1,00	1,00	2,94	34,2	16,3	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-25-90-2	15	26,8	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	383	764	14,41	0,68	0,44	1,00	1,00	2,79	36,1	17,2	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-30-70-1	15	26,8	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	769	14,51	0,68	0,44	1,00	1,00	2,79	33,7	16,1	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-30-70-2	15	25,9	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	730	13,77	0,68	0,44	1,00	1,00	2,72	34,5	16,4	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-30-80-1	15	27,4	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	828	15,62	0,68	0,44	1,00	1,00	2,83	33,2	15,8	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-30-80-2	15	27,4	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	809	15,26	0,68	0,44	1,00	1,00	2,83	33,2	15,8	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-30-90-1	15	27,2	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	843	15,90	0,68	0,44	1,00	1,00	2,81	33,4	15,9	10,0	25,0	4,3
	BDA-30-30-90-2	15	24,5	6 Φ10 (malha)	Gancho	4,28	358	813	15,34	0,68	0,44	1,00	1,00	2,62	35,8	17,0	10,0	25,0	4,3
	BDA-40-25-70-1	15	25,9	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	358	1019	19,22	0,68	0,44	1,00	1,00	2,72	34,5	16,4	10,0	25,0	5,7
Suzuki e Otsuki (2001) - 4 Estacas	BDA-40-25-70-2	15	24,8	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	358	1068	20,15	0,68	0,44	1,00	1,00	2,65	35,5	16,9	10,0	25,0	5,7
	BDA-40-25-80-1	15	26,5	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	358	1117	21,07	0,68	0,44	1,00	1,00	2,77	34,0	16,2	10,0	25,0	5,7
	BDA-40-25-80-2	15	25,5	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	358	1117	21,07	0,68	0,44	1,00	1,00	2,70	34,9	16,6	10,0	25,0	5,7
	BDA-40-25-90-1	15	25,7	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	358	1176	22,18	0,68	0,44	1,00	1,00	2,71	34,7	16,5	10,0	25,0	5,7
	BDA-40-25-90-2	15	26,0	8 Φ10 (malha)	Gancho	5,70	358	1181	22,28	0,68	0,44	1,00	1,00	2,73	34,4	16,4	10,0	25,0	5,7
	BPL- 35-30- 1	15	24,1	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	960	18,11	0,68	0,44	1,00	1,00	2,60	35,7	17,0	10,0	25,0	6,4
	BPL- 35-30- 2	15	25,6	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	941	17,75	0,68	0,44	1,00	1,00	2,70	34,3	16,3	10,0	25,0	6,4
	BPB- 35-30- 1	15	23,7	9 Φ10 (malha)	Dobra 90°+Gancho	6,42	353	1029	19,41	0,68	0,44	1,00	1,00	2,57	36,1	17,2	10,0	25,0	6,4
	BPB- 35-30- 2	15	23,5	9 Φ10 (malha)	Dobra 90°+Gancho	6,42	353	1103	20,81	0,68	0,44	1,00	1,00	2,55	36,3	17,3	10,0	25,0	6,4
	BPH-35-30- 1	15	31,5	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	980	18,49	0,68	0,44	1,00	1,00	3,10	29,9	14,2	10,0	25,0	6,4
	BPH-35-30- 2	15	32,7	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	1088	20,52	0,68	0,44	1,00	1,00	3,18	29,1	13,9	10,0	25,0	6,4
	BPL- 35-25- 1	15	27,1	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	902	17,01	0,68	0,44	1,00	1,00	2,81	33,0	15,7	10,0	25,0	6,4
	BPL- 35-25- 2	15	25,6	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	872	16,45	0,68	0,44	1,00	1,00	2,70	34,3	16,3	10,0	25,0	6,4
	BPB- 35-25- 1	15	23,2	9 Φ10 (malha)	Dobra 90°+Gancho	6,42	353	911	17,18	0,68	0,44	1,00	1,00	2,53	36,6	17,4	10,0	25,0	6,4
	BPB- 35-25- 2	15	23,7	9 Φ10 (malha)	Dobra 90°+Gancho	6,42	353	921	17,37	0,68	0,44	1,00	1,00	2,57	36,1	17,2	10,0	25,0	6,4
	BPH-35-25- 1	15	36,6	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	882	16,64	0,68	0,44	1,00	1,00	3,43	27,0	12,9	10,0	25,0	6,4
	BPH-35-25- 2	15	37,9	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	951	17,94	0,68	0,44	1,00	1,00	3,51	26,4	12,6	10,0	25,0	6,4
	BPL- 35-20- 1	15	22,5	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	755	14,24	0,68	0,44	1,00	1,00	2,48	37,4	17,8	10,0	25,0	6,4
	BPL- 35-20- 2	15	21,5	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	735	13,86	0,68	0,44	1,00	1,00	2,41	38,5	18,3	10,0	25,0	6,4
	BPB- 35-20- 2	15	20,2	9 Φ10 (malha)	Dobra 90°+Gancho	6,42	353	804	15,17	0,68	0,44	1,00	1,00	2,31	40,2	19,1	10,0	25,0	6,4
	BPH-35-20- 1	15	31,4	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	813	15,34	0,68	0,44	1,00	1,00	3,10	29,9	14,2	10,0	25,0	6,4
	BPH-35-20- 2	15	30,8	9 Φ10 (malha)	Gancho 180°	6,42	353	794	14,98	0,68	0,44	1,00	1,00	3,06	30,3	14,4	10,0	25,0	6,4

Fonte: Próprio Autor