



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**VÍTOR FREITAS GONÇALVES**

**ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE BLOCOS  
SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS**

Uberlândia, 2020

**VÍTOR FREITAS GONÇALVES**

**ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE BLOCOS  
SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia, 2020

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU  
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

G635      Gonçalves, Vítor Freitas, 1993-  
2020      Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas  
[recurso eletrônico] / Vítor Freitas Gonçalves. - 2020.

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,  
Pós-graduação em Engenharia Civil.  
Modo de acesso: Internet.  
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2020.261>  
Inclui bibliografia.  
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. I. Delalibera, Rodrigo Gustavo, 1976-,  
(Orient.). II. Universidade Federal de Uberlândia. Pós-graduação  
em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:  
Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091  
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
 Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
 Av. João Naves de Ávila, 2121, Bloco 1Y - Bairro Santa Monica, Uberlândia-MG, CEP 38400-902  
 Telefone: 34 3239-4137 - www.feciv.ufu.br/ppgec - posgradcivil@ufu.br



### ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 248, PPGE				
Data:	20 de fevereiro de 2020	Hora de início:	9 h	Hora de encerramento:	12 h
Matrícula do Discente:	11812ECV014				
Nome do Discente:	Vitor Freitas Gonçalves				
Título do Trabalho:	Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas metálicas				
Área de concentração:	Estruturas e Construção Civil				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Estacas metálicas: Análise da ligação das estacas com o bloco				

Reuniu-se na Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y, Campus Santa Mônica, da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Fernando Menezes de Almeida Filho – DECIV/UFSCar, Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU e Rodrigo Gustavo Delalibera - FECIV/UFU orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao Discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

#### Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Gustavo Delalibera, Professor(a) do Magistério Superior**, em 20/02/2020, às 14:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Maria Cristina Vidigal de Lima, Professor(a) do Magistério Superior**, em 21/02/2020, às 09:28, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Fernando Menezes de Almeida Filho, Usuário Externo**, em 21/02/2020, às 16:25, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://www.sei.ufu.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **1885949** e o código CRC **F7C9309F**.

Referência: Processo nº 23117.005424/2020-19

SEI nº 1885949

*“[...] Ainda assim acredito  
Ser possível reunirmo-nos  
Tempo, tempo, tempo, tempo  
Num outro nível de vínculo  
Tempo, tempo, tempo, tempo [...]”*

Oração Ao Tempo - Caetano Veloso

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Criador, que por meio de seu amor supremo me dá subsídios para viver. Amor este que é condição necessária, sem o qual este trabalho não haveria de ser. Ao Criador é que devo, pelo caminho que trilhei e pelo que ainda hei de percorrer. Ao Criador pois, agradeço por toda a vida, por cada respiração, pelo pão de cada dia, por todas as experiências, por todo o suporte, por todas as alegrias, por todas as tristezas, por todo o trabalho, por todas as dificuldades e por todos os aprendizados.

À minha família, por tudo que construí até hoje, por terem me dado base sólida e orientação que me incentivaram a trilhar meu próprio caminho. Agradeço por terem me dado as condições física e emocional para me mudar de cidade, concluir a graduação e hoje estar concluindo o mestrado. Eles sabem como essa jornada foi árdua para mim, mas nunca deixaram de estar ao meu lado. Gratidão eterna a meu pai Aurélio, minha mãe Rosanna e meus irmãos Júlia e Arthur.

Agradeço ao meu orientador Rodrigo Delalibera, um grande exemplo para mim e com quem aprendi muito neste período. Sou muito grato por ter tido a oportunidade ser orientado pelo professor Rodrigo, sempre muito disposto e paciente, por isso agradeço por todo esforço e dedicação dispendidos para que este trabalho pudesse ser realizado.

Agradeço aos amigos de mestrado Márcio Alves e Paulo Júnior por todos os momentos de trabalho e de descontração. Ao casal de amigos Pedro Henrique Machado e Marília Côrtes pela presença amiga. À grande amiga e professora de yoga Yanne Novais, por compartilhar comigo tantos momentos e aprendizados.

Aos colaboradores da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, em especial à Cristiane Pires, sempre muito solícita e disposta, cuja colaboração foi essencial para a realização de todo o programa experimental deste trabalho, e ao Avelino Gomes, que contribuiu imensamente na execução dos blocos.

À CAPES pelo apoio e incentivo à pesquisa, fornecidos na forma de bolsa de estudos concedida ao autor, e às companhias GERDAU®, pela doação dos perfis metálicos utilizados no programa experimental, e BRASMIX®, pelo fornecimento do concreto utilizado nos blocos.

## RESUMO

Os objetivos deste trabalho foram estudar o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas em perfil I sob ação de força centrada mediante diferentes arranjos da ligação estaca-bloco e avaliar modelos analíticos recomendados pela literatura técnica. Foi feita uma modelagem computacional por meio do programa computacional ANSYS® de um bloco sobre duas estacas, comparada com os resultados experimentais de Tomaz (2018). A partir dos parâmetros desta modelagem foram elaborados 63 modelos numéricos. Por meio de uma análise de variância dos resultados verificou-se que as variáveis que influenciaram sobre a capacidade portante dos blocos foram o comprimento de embutimento e a resistência à compressão do concreto. Foi desenvolvido um programa experimental com 3 espécimes em escala real de blocos sobre duas estacas metálicas, nos quais variou-se o tipo de arranjo da ligação entre estaca e bloco. Foram estudadas os arranjos da ligação por meio de barras soldadas e por meio de barras soldadas com estribos amarrados às mesmas. Os tipos de arranjo da ligação não influenciaram sobre a capacidade portante dos blocos, porém a ligação entre estaca e bloco por meio de barras soldadas ao perfil e estribos melhorou a distribuição de fissuras e a ductilidade. O modelo analítico de Meléndez *et al.* (2019) foi o mais preciso na determinação da força de ruína dos blocos. O critério de caracterização de comportamento de blocos sobre estacas adotado pela ABNT NBR 6118 (2014) não é adequado pois não considera a inclinação da biela de compressão, que é um dos principais parâmetros de dimensionamento.

**Palavras-chave:** Fundações; Projeto; Blocos sobre estacas; Estacas metálicas; Modelos de bielas e tirantes; Análise numérica; Análise experimental.

## ABSTRACT

The objective of this research was to study the mechanic behavior of pile caps on two steel piles submitted to centered loading with different arrangements of the connection between pile and pile cap and to evaluate analytical models found on the technical literature. A numerical analysis of a pile cap on two steel piles was made by using the software ANSYS<sup>®</sup>, compared with experimental results from Tomaz (2018). From the parameters defined on the numerical analysis, 63 other numerical models were developed. An analysis of variance of the results obtained pointed that the variables that had an impact over the pile cap's bearing capacity were the embedment length of the pile and the compressive strength of the concrete. An experimental program with three models of full-scale pile caps on two steel piles were executed, in which the type of arrangement of the connection between pile and pile cap varied. The types of arrangement studied were bars welded on the steel pile and bars welded on the steel pile along with stirrups. The type of arrangement had no impact on the pile cap's bearing capacity, however, the arrangement with bars welded on the steel pile along with stirrups improved the crack distribution and ductility. The analytical model from Meléndez *et al.* (2019) was the most precise on predicting the ultimate load of the pile caps. The criteria from ABNT NBT 6118 (2014) that characterizes the behavior of pile caps is not adequate as it does not consider the inclination of the strut, which is one of the main parameters of design.

**Keywords:** Foundations; Design; Pile caps; Steel piles; Strut and tie models; Numerical analysis; Experimental analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Bloco sobre estacas .....	21
Figura 1.2 – Modelo de bielas e tirantes.....	23
Figura 2.1 – Regiões B e D de uma estrutura.....	27
Figura 2.2 – Modelo de bielas e tirantes recomendado por Blévyot & Frémy (1967).....	29
Figura 2.3 – Nó superior segundo o modelo de Schlaich & Schäfer (1991).....	30
Figura 2.4 – Nó inferior segundo o modelo de Schlaich & Schäfer (1991).....	31
Figura 2.5 – Nó superior segundo o modelo de Fusco (2013) .....	32
Figura 2.6 – Nó inferior segundo o modelo de Fusco (2013).....	33
Figura 2.7 – Modelo de bielas e tirantes proposto por Meléndez <i>et al.</i> (2019).....	35
Figura 2.8 – Gráfico típico do modelo de Meléndez <i>et al.</i> (2019) de bloco previsto para falhar por fendilhamento da biela .....	37
Figura 2.9 – Critério para classificação de blocos conforme a EHE-08 (2011).....	41
Figura 2.10 – Recomendação do Manual de Estacas Metálicas da Gerdau (2018) para a região de contato da estaca metálica com o bloco.....	43
Figura 2.11 – Vista em planta de blocos sobre estacas metálicas constituídas de: (a) perfil I; (b) perfil tubular.....	44
Figura 2.12 – Arranjos de armaduras para blocos sobre quatro estacas.....	45
Figura 2.13 – Arranjos de armaduras para blocos sobre três estacas .....	46
Figura 2.14 – Esquema dos blocos ensaiados por Adebar, Kuchma & Collins (1990) .....	47
Figura 2.15 – (a) Alargamento das tensões de compressão na biela; (b) Modelo de bielas e tirantes refinado .....	48
Figura 2.16 – Principais tipos de fissuras dos modelos ensaiados .....	50
Figura 2.17 – Pastilhas de aço fixadas na superfície lateral dos blocos .....	52
Figura 2.18 – Blocos ensaiados por Delalibera (2006), armados com: (a) armadura de flexão, armadura superior, estribos horizontais e estribos verticais; (b) armadura de flexão e armadura de fendilhamento; (c) armadura de flexão, armadura superior, estribos horizontais e estribos verticais; (d) armadura de flexão .....	52
Figura 2.19 – (a) Possíveis geometrias da biela; (b) Modelo de bielas e tirantes proposto por Delalibera (2006).....	53
Figura 2.20 – Fluxo de tensões de compressão nos modelos de Buttignol & Almeida (2012).....	54
Figura 2.21 – Blocos ensaiados por Munhoz & Giongo (2017) com dimensões em cm .....	55

Figura 2.22 – Blocos ensaiados com: (a) somente o perfil embutido; (b) estribos circulares; (c) estribos segundo os lados .....	57
Figura 2.23 – Bloco sobre seis estacas ensaiado por Slutter (1976) com dimensões em cm ...	58
Figura 2.24 – Modelo com embutimento de 10 cm ensaiado por Tomaz (2018) com dimensões em cm .....	59
Figura 2.25 – Área considerada para a região nodal inferior .....	60
Figura 2.26 – Tipos de ligação da estaca metálica com o bloco por meio de barras soldadas e estribos.....	62
Figura 3.1 – Malha de elementos finitos: (a) do modelo inteiro; (b) das estacas metálicas; (c) dos elementos de barra (armaduras).....	64
Figura 3.2 – Curvas de força versus deslocamento dos modelos analisados .....	67
Figura 3.3 – Tensões principais de compressão: (a) $Bf_c25Emb10A_{s,sold0}$ ; (b) $Bf_c25Emb10A_{s,sold6}A_{s,estr}$ .....	76
Figura 3.4 – Curvas de forças versus deslocamento dos modelos.....	76
Figura 3.5 – Panorama de fissuração: (a) $Bf_c25Emb10A_{s,sold0}$ ; (b) $Bf_c25Emb10A_{s,sold6}A_{s,estr}$ ..	77
Figura 3.6 – Análise de tensões: zona nodal superior dos modelos do Grupo 1 .....	78
Figura 3.7 – Análise de tensões: zona nodal inferior dos modelos do Grupo 1 .....	78
Figura 3.8 – Análise de tensões: zona nodal superior dos modelos do Grupo 2 (sem $A_{s,estr}$ ) ..	79
Figura 3.9 – Análise de tensões: zona nodal inferior dos modelos do Grupo 2 (sem $A_{s,estr}$ ) ...	79
Figura 3.10 – Análise de tensões: zona nodal superior dos modelos do Grupo 2 (com $A_{s,estr}$ )	80
Figura 3.11 – Análise de tensões: zona nodal inferior dos modelos do Grupo 2 (com $A_{s,estr}$ ) .	80
Figura 4.1 – Seção transversal do perfil metálico .....	83
Figura 4.2 – Arranjo da ligação por meio de barras soldadas na estaca (dimensões em cm) ..	91
Figura 4.3 – Biela de compressão idealizada como bloco parcialmente carregado .....	91
Figura 4.4 – Detalhamento esquemático do modelo $BA_{s,sold0}$ (dimensões em cm) .....	93
Figura 4.5 – Detalhamento esquemático do modelo $BA_{s,sold4}$ (dimensões em cm) .....	93
Figura 4.6 – Detalhamento esquemático do modelo $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ (dimensões em cm).....	94
Figura 4.7 – Perfis metálicos com barras soldadas.....	95
Figura 4.8 – Fôrmas dos modelos: (a) $BA_{s,sold0}$ ; (b) $BA_{s,sold4}$ ; (c) $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ .....	96
Figura 4.9 – Modelo $BA_{s,sold4}$ após a desforma.....	97
Figura 4.10 – Modelo $BA_{s,sold0}$ após a desforma.....	97
Figura 4.11 – Posicionamento dos extensômetros nos perfis e na armadura principal (dimensões em cm) .....	98

Figura 4.12 – Posicionamento dos extensômetros na face lateral do bloco (dimensões em cm)	99
Figura 4.13 – Posição dos extensômetros na face lateral do bloco	99
Figura 4.14 – Esquema do sistema de ensaio	101
Figura 4.15 – Sistema de apoio utilizado	101
Figura 4.16 – Bloco preparado para ensaio	102
Figura 5.1 – Curvas de tensão versus deformação das barras de aço	104
Figura 5.2 – Evolução da resistência à compressão até os 28 dias	106
Figura 5.3 – Bloco BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub> : Primeiras fissuras	108
Figura 5.4 – Bloco BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub> : Fissuras na ruptura	108
Figura 5.5 – Bloco BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub> : Fissuras na ruptura (Face frontal)	110
Figura 5.6 – Bloco BA <sub>s,sold</sub> 0: Fissuras na ruptura	110
Figura 5.7 – Bloco BA <sub>s,sold</sub> 0: Fissuras na ruptura (Face frontal)	110
Figura 5.8 – BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub> : Fissura junto à estaca metálica	111
Figura 5.9 – BA <sub>s,sold</sub> 0: Plano de ruptura junto ao pilar	111
Figura 5.10 – BA <sub>s,sold</sub> 4: Plano de ruptura junto ao pilar	112
Figura 5.11 – Curvas de forças versus deslocamentos dos modelos ensaiados	113
Figura 5.12 – Relação entre tensões atuantes e tensões limites: Zona nodal superior	115
Figura 5.13 – Relação entre tensões atuantes e tensões limites: Zona nodal inferior	115
Figura 5.14 – F <sub>u,analítico</sub> do espécimes BA <sub>s,sold</sub> 0, BA <sub>s,sold</sub> 4 e BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub> conforme modelo de Meléndez <i>et al.</i> (2019)	118
Figura 5.15 – F <sub>u,analítico</sub> do espécime BEmb10sch, ensaiado por Tomaz (2018), conforme modelo de Meléndez <i>et al.</i> (2019)	118
Figura 5.16 – Extensômetros nos perfis metálicos e na armadura (dimensões em cm)	122
Figura 5.17 – Deformação nos extensômetros da armadura: (a) BA <sub>s,sold</sub> 0; (b) BA <sub>s,sold</sub> 4; (c) BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub>	122
Figura 5.18 – Deformação nos extensômetros das estacas: (a) BA <sub>s,sold</sub> 0; (b) BA <sub>s,sold</sub> 4; (c) BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub>	123
Figura 5.19 – Deformação nos extensômetros da armadura e dos perfis metálicos: (a) BA <sub>s,sold</sub> 0; (b) BA <sub>s,sold</sub> 4; (c) BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub>	124
Figura 5.20 – Posição dos extensômetros no concreto da face do bloco (dimensões em cm)	125
Figura 5.21 – Deformação nos extensômetros do concreto c1, c2 e c3: (a) BA <sub>s,sold</sub> 0; (b) BA <sub>s,sold</sub> 4; (c) BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub>	126

Figura 5.22 – Deformação nos extensômetros do concreto c4 e c5: (a) $BA_{s,sold0}$ ; (b) $BA_{s,sold4}$ ; (c) $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ .....	127
Figura 5.23 – Deformação nos extensômetros do concreto c6, c7 e c8: (a) $BA_{s,sold0}$ ; (b) $BA_{s,sold4}$ ; (c) $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ .....	128
Figura 5.24 – Deformação nas regiões nodais superior e inferior: (a) $BA_{s,sold0}$ ; (b) $BA_{s,sold4}$ ; (c) $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ .....	129
Figura A.1 – Bloco ensaiado por Tomaz (2018) com dimensões em cm.....	139
Figura A.2 – Dimensões dos perfis metálicos em centímetros.....	140
Figura A.3 – Malha de elementos finitos de volume (vista frontal).....	141
Figura A.4 – Malha de elementos finitos de volume (perspectiva isométrica).....	142
Figura A.5 – Malha de elementos finitos de volume (vista da parte inferior, sem o pilar)....	142
Figura A.6 – Malha de elementos finitos: (a) das armaduras; (b) das estacas metálicas .....	144
Figura A.7 – Analogia de bloco sobre duas estacas como viga bi-apoiada (dimensões em cm) .....	146
Figura A.8 – Força versus deslocamento do modelo de referência (BEmb10sch) .....	146
Figura A.9 – Parte inferior das estacas: (a) perspectiva isométrica; (b) vista frontal.....	148
Figura A.10 – Região de concreto em contato com as estacas metálicas: (a) perspectiva isométrica; (b) vista inferior .....	148
Figura A.11 – Curvas de força versus deslocamento dos modelos analisados.....	149
Figura C.1 – Detalhamento do modelo $BA_{s,sold0}$ .....	164
Figura C.2 – Detalhamento do modelo $BA_{s,sold4}$ .....	165
Figura C.3 – Detalhamento do modelo $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ .....	165
Figura C.4 – Detalhamento dos pilares .....	166
Figura D.1 – Teor ótimo de materiais.....	168
Figura D.2 – Teor ótimo de argamassa seca.....	169
Figura D.3 – Diagrama de dosagem .....	171

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Limites para as tensões nodais recomendados por Blévot & Frémy (1967) .....	29
Tabela 2.2 – Limites para as tensões nodais recomendados por Schlaich & Schäfer (1991) ..	32
Tabela 2.3 – Valores de $x/b$ .....	33
Tabela 2.4 – Limites para as tensões nodais recomendados por Fusco (2013) .....	34
Tabela 2.5 – Limites para as tensões nodais recomendados por Meléndez <i>et al.</i> (2019) .....	38
Tabela 2.6 – Limites para as tensões nodais recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014) ...	39
Tabela 2.7 – Limites para as tensões nodais recomendados pelo ACI 318-19 (2019) .....	40
Tabela 2.8 – Limites para as tensões nodais recomendados pelo CEB-FIP <i>Model Code</i> 2010 (2012) .....	41
Tabela 2.9 – Limites para as tensões nodais recomendados pela EHE-08 (2011) .....	42
Tabela 2.10 – Síntese das tensões nodais máximas recomendadas pela literatura para blocos sobre duas estacas .....	44
Tabela 3.1 – Análise comparativa das forças últimas .....	66
Tabela 3.2 – Variáveis do Grupo 1 .....	70
Tabela 3.3 – Variáveis do Grupo 2 .....	71
Tabela 3.4 – Formulação geral de ANOVA com três fatores .....	73
Tabela 3.5 – Análise de variância: Grupo 1 .....	74
Tabela 3.6 – Análise de variância: Grupo 2 .....	75
Tabela 4.1 – Características dos blocos executados .....	83
Tabela 4.2 – Medidas da seção transversal dos perfis .....	84
Tabela 4.3 – Propriedades geométricas do perfil metálico .....	84
Tabela 4.4 – Resultados do dimensionamento da armadura principal .....	86
Tabela 4.5 – Comprimento de ancoragem necessário .....	87
Tabela 4.6 – Parâmetros de cálculo da armadura do pilar .....	89
Tabela 4.7 – Resultados do dimensionamento do pilar .....	89
Tabela 4.8 – Dimensionamento dos estribos envolvendo as barras soldadas .....	92
Tabela 4.9 – Consumo de materiais: concreto dos pilares .....	95
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas da armadura do bloco .....	104
Tabela 5.2 – Concreto dos pilares: resistência à compressão .....	105
Tabela 5.3 – Concreto dos pilares: resistência à tração por compressão diametral .....	105
Tabela 5.4 – Concreto dos blocos: desenvolvimento da resistência à compressão .....	105

Tabela 5.5 – Concreto dos blocos: resistência à compressão dos testemunhos .....	106
Tabela 5.6 – Concreto dos blocos: resistência à tração por compressão diametral.....	107
Tabela 5.7 – Concreto dos blocos: módulo de elasticidade secante.....	107
Tabela 5.8 – Forças últimas e forças relativas à primeira fissura.....	113
Tabela 5.9 – Tensões nodais na força última.....	114
Tabela 5.10 – Análise comparativa das forças últimas: Modelos de Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013) .....	117
Tabela 5.11 – Valores de $F_{u,analítico}$ conforme modelos analíticos.....	119
Tabela 5.12 – Relação entre $F_{u,analítico}$ e $F_{u,experimental}$ .....	119
Tabela 5.13 – Valores de $A_{est}'$ e $A_{est}$ .....	120
Tabela 5.14 – Relação entre $F_{u,analítico}$ e $F_{u,experimental}$ com aplicação do coeficiente $\alpha_{est}$ .....	121
Tabela A.1 – Propriedades geométricas do bloco modelado.....	139
Tabela A.2 – Propriedades mecânicas das barras de aço e das estacas metálicas .....	140
Tabela A.3 – Propriedades mecânicas dos concretos .....	141
Tabela D.1 – Traços principais.....	169
Tabela D.2 – Traços complementares .....	170
Tabela D.3 – Resistência à compressão dos corpos de prova .....	170

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $a$  - Dimensão do bloco na direção considerada
- $a_0$  - Dimensão vertical da zona nodal superior
- $a_1$  - Dimensão do pilar na direção do plano vertical
- $a_2$  - Dimensão da biela de compressão à esquerda na direção do plano vertical
- $a_3$  - Dimensão da biela de compressão à direita na direção do plano vertical
- $A_c$  - Área da seção transversal do pilar
- $A_{c,amp}$  - Área da zona nodal superior ampliada
- $A_{est}$  - Área da seção transversal da estaca
- $A_{est\theta}$  - Área da estaca rebatida transversalmente ao eixo da biela
- $a_p$  - Dimensão do pilar na mesma direção considerada para  $a$
- $A_p$  - Área da seção transversal do pilar
- $A_{p\theta}$  - Área do pilar rebatida transversalmente ao eixo da biela
- $A_s$  - Área de aço da armadura
- $A_{s,calc}$  - Armadura calculada analiticamente
- $A_{s,ef}$  - Armadura efetivamente adotada
- $A_{s,estr}$  - Indica a presença ou não de estribos amarrados às barras soldadas
- $A_{s,m\acute{a}x}$  - Área de aço máxima permitida
- $A_{s,m\acute{i}n}$  - Área de aço mínima permitida
- $A_{s,sold}$  - Quantidade de barras soldadas em cada perfil do bloco
- $b$  - Dimensão do pilar na direção transversal do bloco
- $b_p$  - Menor dimensão da seção transversal do pilar
- $BA_{s,sold0}$  - Bloco com estaca metálica em contato direto com o concreto, sem armaduras complementares
- $BA_{s,sold4}$  - Bloco com 4 barras soldadas em cada uma das estacas metálicas
- $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  - Bloco com 4 barras soldadas em cada uma das estacas metálicas, com estribos envolvendo as barras
- $BE_{ci}$  - Modelo com módulo de elasticidade de valor igual ao obtido experimentalmente e com armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra
- $BE_{m\acute{a}x}$  - Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor máximo e com armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra

$BE_{\min}$  - Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e com armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra

$BE_{\min TX}$  - Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e com armadura distribuída por taxa volumétrica nos elementos finitos

$c$  - Cobrimento vertical da armadura longitudinal do bloco

$e_1$  - Excentricidade de primeira ordem na extremidade do pilar

$e_v$  - Espaçamento vertical entre as barras

$Emb$  - Comprimento de embutimento da estaca dentro do bloco

$E_{cs}$  - Módulo de elasticidade secante do concreto

$E_{cor}$  - Módulo de elasticidade do concreto do bloco corrigido

$f_{bk}$  - Resistência característica de aderência

$f_c$  - Resistência à compressão axial do concreto

$f_{cd}$  - Resistência à compressão axial de cálculo do concreto

$f_{ck}$  - Resistência à compressão axial característica do concreto

$f_{cp}$  - Resistência à compressão plástica do concreto segundo Muttoni, Schwartz & Thürlimann (1997)

$f_{ctk,inf}$  - Resistência do concreto à tração característica inferior

$f_{ct,sp}$  - Resistência do concreto à tração por compressão diametral

$f_u$  - Tensão de ruptura das barras de aço

$f_y$  - Tensão de escoamento das barras de aço

$f_{yd}$  - Tensão de escoamento das barras de aço de cálculo

$f_{yp}$  - Tensão de escoamento do perfil metálico

$F$  - Força atuante no pilar

$F_r$  - Força relativa à primeira fissura do modelo experimental

$F_T$  - Força de tração transversal à biela de compressão

$F_u$  - Força última suportada pelo espécime

$F_{u,analítico}$  - Força última calculada por meio de modelo analítico

$F_{u,experimental}$  - Força última suportada pelo modelo experimental

$F_{u,numérico}$  - Força última suportada pelo modelo numérico

$F_{yp}$  - Capacidade de carga do perfil metálico

$h$  - Altura do bloco

$h_{est}$  - Altura da estaca retangular

$h_p$  - Dimensão da seção transversal do pilar na direção de análise

$I_c$	- Momento de inércia da seção bruta relativo ao eixo de flexão considerado
$I_p$	- Momento de inércia da seção transversal do pilar
$I_{x0}$	- Momento de inércia relativo ao eixo centroidal x
$I_{y0}$	- Momento de inércia relativo ao eixo centroidal y
$l_b$	- Comprimento de ancoragem básico
$l_{b,mín}$	- Comprimento de ancoragem mínimo
$l_{b,nec}$	- Comprimento de ancoragem necessário
$l_e$	- Comprimento de flambagem do pilar
$l_{est}$	- Largura da estaca retangular
$M_{1d,mín}$	- Momento mínimo de dimensionamento do pilar
$n$	- Número de camadas da armadura longitudinal do bloco
$N_d$	- Força normal de cálculo
$Q$	- Coeficiente relacionado à flambagem local do perfil metálico
$R_{cc}$	- Força atuante na biela de compressão
$R_{est}$	- Força de reação na estaca
$R_{st}$	- Força de tração atuando na armadura principal do bloco
$s_{máx}$	- Espaçamento máximo entre os estribos do pilar
$u$	- Dimensão vertical da zona nodal inferior
$x$	- Distância entre a área $A_{c,amp}$ e o topo do bloco
$\alpha$	- Coeficiente que depende do tipo de ancoragem (reta ou com ganchos)
$\alpha_b$	- Coeficiente igual a 1,0 para pilares com momento menor que o momento mínimo
$\beta$	- Coeficiente de correção do módulo de elasticidade dos modelos numéricos
$\lambda$	- Índice de esbeltez do pilar
$\lambda_1$	- Valor de referência para o índice de esbeltez do pilar
$\sigma_{ns}$	- Tensão nodal superior
$\sigma_{ni}$	- Tensão nodal inferior
$\sigma_{s,efe}$	- Tensão efetiva nas barras de aço
$\varphi$	- Diâmetro das barras de aço utilizadas
$\phi$	- Diâmetro das barras de aço utilizadas
$\phi_1$	- Diâmetro da armadura longitudinal do pilar
$\eta_1$	- Coeficiente que depende da conformação superficial das barras de aço
$\eta_2$	- Coeficiente que depende da posição das barras de aço (boa ou má aderência)
$\eta_3$	- Coeficiente que depende do diâmetro das barras de aço

$\theta$	- Ângulo entre o eixo da biela de compressão e a direção horizontal
$\theta_2$	- Ângulo entre a biela de compressão à esquerda e a direção horizontal
$\theta_3$	- Ângulo entre a biela de compressão à direita e a direção horizontal
$\omega$	- Taxa mecânica de aço do pilar
$\chi$	- Coeficiente relacionado à flambagem global do perfil metálico
$\gamma_f$	- Coeficiente de ponderação de resistências
$\gamma_m$	- Coeficiente de ponderação de ações permanentes

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABEF	- Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- <i>American Concrete Institute</i> (Instituto Americano de Concreto)
ANOVA	- Análise de Variância
BS	- <i>British Standard</i> (Norma Britânica)
CEB-FIP	- <i>Comité européen du béton-Fédération Internationale de la Précontrainte</i> (Federação Internacional de Concreto Estrutural)
CPV-ARI	- Cimento Portland V de Alta Resistência Inicial
EHE	- <i>Instrucción Española del Hormigón Estructural</i> (Norma de Concreto Estrutural Espanhola)
NBR	- Norma Brasileira
SODH	- <i>State of Ohio Department of Highways</i> (Departamento de Rodovias do Estado de Ohio)

# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	21
1.1	OBJETIVOS.....	24
1.1.1	<i>Objetivo geral.....</i>	24
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	24
1.2	RESUMO DA METODOLOGIA.....	24
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	26
2.2	MODELOS DE BIELAS E TIRANTES .....	26
2.2.1	<i>Modelo de Blévot &amp; Frémy (1967) .....</i>	28
2.2.2	<i>Modelo de Schlaich &amp; Schäfer (1991) .....</i>	29
2.2.3	<i>Modelo de Fusco (2013) .....</i>	32
2.2.4	<i>Modelo de Meléndez et al. (2019).....</i>	34
2.3	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.....	38
2.3.1	<i>Recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) .....</i>	38
2.3.2	<i>Recomendações do ACI 318-19 (2019).....</i>	40
2.3.3	<i>Recomendações do CEB-FIP Model Code 2010 (2012).....</i>	40
2.3.4	<i>Recomendações da EHE-08 (2011) .....</i>	41
2.4	RECOMENDAÇÕES PARA BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS .....	42
2.5	TENSÕES NODAIS MÁXIMAS RECOMENDADAS .....	43
2.6	PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS DE CONCRETO .....	44
2.6.1	<i>Estudo de Blévot &amp; Frémy (1967).....</i>	45
2.6.2	<i>Estudo de Adebar, Kuchma &amp; Collins (1990) .....</i>	46
2.6.3	<i>Estudo de Sam &amp; Iyer (1995).....</i>	48
2.6.4	<i>Estudo de Cao &amp; Bloodworth (2007).....</i>	49
2.6.5	<i>Estudo de Delalibera (2006).....</i>	50
2.6.6	<i>Estudo de Buttignol &amp; Almeida (2012).....</i>	53
2.6.7	<i>Estudo de Munhoz &amp; Giongo (2017) .....</i>	55
2.7	PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS .....	56
2.7.1	<i>Estudo do State of Ohio Department of Highways (1947).....</i>	56
2.7.2	<i>Estudo de Slutter (1976).....</i>	58

2.7.3	<i>Estudo de Tomaz (2018)</i> .....	59
2.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	61
3	ANÁLISE DE VARIÂNCIA .....	63
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	63
3.2	PROPRIEDADES DO MODELO NUMÉRICO .....	64
3.3	DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS .....	67
3.4	RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS .....	69
3.5	FORMULAÇÃO DA ANÁLISE DE VARIÂNCIA .....	72
3.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	74
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	82
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	82
4.2	PROPRIEDADES DOS PERFIS METÁLICOS .....	83
4.3	DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS .....	85
4.3.1	<i>Considerações gerais</i> .....	85
4.3.2	<i>Dimensionamento da armadura principal</i> .....	86
4.3.3	<i>Ancoragem da armadura principal</i> .....	87
4.3.4	<i>Dimensionamento do pilar</i> .....	88
4.3.5	<i>Determinação das armaduras complementares</i> .....	90
4.3.6	<i>Detalhamento esquemático dos blocos</i> .....	92
4.4	DOSAGEM DO CONCRETO .....	94
4.5	EXECUÇÃO DOS BLOCOS .....	95
4.6	INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS .....	98
4.7	SISTEMA DE ENSAIO .....	100
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	103
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	103
5.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	103
5.2.1	<i>Aço da armadura dos blocos</i> .....	103
5.2.2	<i>Concreto dos pilares</i> .....	104
5.2.3	<i>Concreto dos blocos</i> .....	105
5.3	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS .....	107
5.3.1	<i>Comportamento geral dos modelos</i> .....	107
5.3.2	<i>Comportamento de forças versus deslocamentos</i> .....	112
5.3.3	<i>Análise comparativa das forças últimas</i> .....	113
5.3.4	<i>Extensômetros da armadura e dos perfis metálicos</i> .....	121

5.3.5	<i>Extensômetros do concreto</i> .....	125
5.3.6	<i>Critério de caracterização da ABNT NBR 6118 (2014)</i> .....	130
6	CONCLUSÕES .....	132
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	132
6.2	PRINCIPAIS CONCLUSÕES .....	132
6.2.1	<i>Comportamento estrutural</i> .....	132
6.2.2	<i>Armaduras complementares</i> .....	132
6.2.3	<i>Modelos de cálculo</i> .....	133
6.2.4	<i>Critério de caracterização da ABNT NBR 6118 (2014)</i> .....	133
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	134
	REFERÊNCIAS .....	135
	ANEXO A – Análise numérica de bloco sobre duas estacas metálicas .....	139
	ANEXO B – Código em APDL da rotina de execução do modelo numérico BE <sub>mín</sub> .....	150
	ANEXO C – Detalhamento dos modelos ensaiados .....	164
	ANEXO D – Estudo de dosagem .....	167

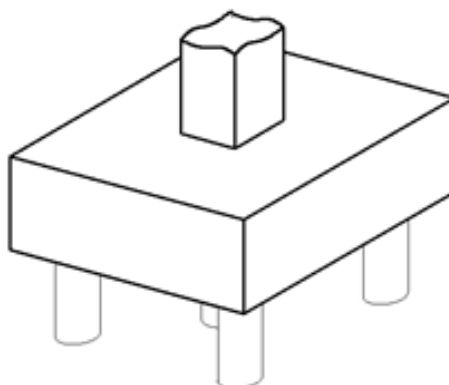
## 1 INTRODUÇÃO

As ações atuantes na superestrutura de uma determinada construção devem ser transferidas ao solo com segurança. Essa transferência de ações é realizada por meio de elementos de fundação, que devem ser escolhidos adequadamente pelo engenheiro, mediante estudos que considerem condições econômicas e técnicas como a magnitude das ações atuantes, a topografia do terreno, a capacidade resistente do solo e as suas propriedades de deformabilidade e os tipos de fundação disponíveis no mercado.

Quando as camadas superficiais do solo não forem capazes de resistir às ações oriundas da superestrutura opta-se pelo emprego de fundação em estacas, que são elementos estruturais esbeltos cravados ou escavados no solo, que podem ser constituídos de materiais como concreto armado, concreto simples, madeira ou aço. As ações atuantes na estaca podem ser transmitidas ao solo pela resistência sob a extremidade inferior da estaca (resistência de ponta), pela resistência ao longo de seu fuste (atrito lateral), ou pela combinação dos dois mecanismos.

Feita a opção pelo tipo de fundação em estacas, se torna necessário o emprego de blocos de coroamento, também chamado de bloco sobre estacas, que são elementos responsáveis por intermediar a transferência das ações da superestrutura até a fundação, conforme ilustrado pela Figura 1.1.

Figura 1.1 - Bloco sobre estacas



Fonte: O autor

Blocos sobre estacas são elementos estruturais tridimensionais, ou seja, que possuem as três dimensões com a mesma ordem de grandeza. Por serem usualmente enterrados, dificilmente é

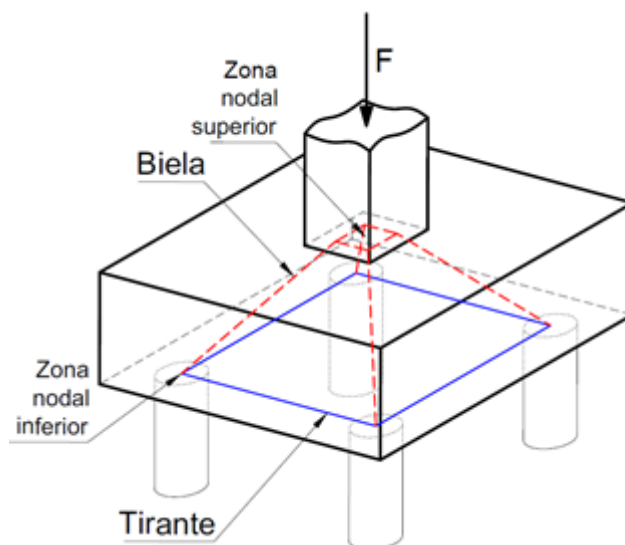
possível inspecioná-los visualmente quando em serviço, apesar de estes serem fundamentais para a durabilidade e desempenho de uma estrutura, o que reforça a necessidade de se conhecer bem o comportamento estrutural desse elemento.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6118 (2014), blocos sobre estacas são elementos estruturais especiais em que a hipótese de manutenção da seção plana após o início das deformações não é aplicável e que, portanto, apresentam uma distribuição de tensões complexa. Ainda não há consenso quanto à um roteiro de dimensionamento e verificação de blocos sobre estacas e, além disso, as diversas normas recomendam diferentes parâmetros e métodos de cálculo.

Tradicionalmente, o dimensionamento de blocos sobre estacas é realizado por meio de modelos de bielas e tirantes, que idealizam o comportamento estrutural do elemento por meio de uma treliça composta de nós, barras comprimidas e barras tracionadas, ou pela teoria de vigas, em que uma determinada seção transversal de referência é dimensionada à flexão e verificada à força cortante, embora este último método tenha sido apontado como inadequado por diversos autores como Adebar, Kuchma & Collins (1990), Adebar & Zhou (1996), Cavers & Fenton (2004), Cao & Bloodworth (2007), Park, Kuchma & Souza (2008) e Souza *et al.* (2009).

A ABNT NBR 6118 (2014) classifica os blocos sobre estacas como rígidos ou flexíveis, em função de sua geometria, e sugere, para o dimensionamento desses elementos, o uso de modelos tridimensionais lineares ou não-lineares, e modelos de bielas e tirantes tridimensionais (Figura 1.2), sendo que para o caso de blocos flexíveis, verificações adicionais são necessárias. Todavia, a ABNT NBR 6118 (2014) não traz recomendações para a concepção do modelo de bielas e tirantes, a norma apenas indica parâmetros para se verificar a segurança das regiões nodais. Entre os critérios consolidados, empregados para a definição da treliça de bielas e tirantes, podem-se destacar os de Blévyot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013).

Figura 1.2 – Modelo de bielas e tirantes



Fonte: Adaptado de Adebar, Kuchma & Collins (1990)

A maioria das pesquisas experimentais e numéricas foi feita em blocos sobre estacas constituídas de concreto armado, sendo que a literatura a respeito de blocos sobre estacas metálicas é escassa, podendo-se citar autores como o *State of Ohio Department of Highways* – SODH (1947), Slutter (1976), Xiao & Chen (2013) e Tomaz (2018). Portanto, ainda existem muitas incertezas acerca do comportamento estrutural de blocos sobre estacas metálicas, principalmente com relação à região de contato entre os dois elementos (bloco e estacas) e ao modelo analítico mais adequado para o seu dimensionamento.

Segundo o Manual de Estacas Metálicas da Gerdau (2018), estacas metálicas têm aplicação destacada em construções de grande porte, em que se necessita de facilidade de execução e alta capacidade portante, e podem ser utilizadas também como estruturas de contenção, na forma de perfis metálicos associados a placas de madeira ou concreto. De acordo com o mesmo autor, são vantagens associadas à utilização de estacas metálicas a possibilidade de cravação em solos de difícil transposição, o baixo nível de vibração durante a cravação, a alta resistência à esforços de tração e flexão e a facilidade de corte e emenda.

Pelo fato de ainda haverem incertezas sobre o comportamento mecânico de blocos sobre estacas metálicas, quando optam pelo emprego desse tipo de peça, os engenheiros acabam por não ter outra opção além de utilizar recomendações empíricas e modelos simplificados, que podem conduzir à elementos superdimensionados ou com baixo fator de segurança. Fica evidente, portanto, a necessidade de se estudar o comportamento estrutural de blocos sobre estacas

metálicas visando-se conhecer o fluxo das tensões principais no interior do bloco, com vista na elaboração de um modelo de bielas e tirantes que represente mais fielmente o seu comportamento, assim como avaliar a natureza dos esforços atuantes nas estacas metálicas. Conhecendo-se o comportamento de tais elementos, poder-se-á dimensionar os materiais utilizados em blocos sobre estacas metálicas de forma mais eficiente e segura. Para tanto, o presente trabalho buscou identificar algumas das variáveis de maior influência sobre o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas metálicas constituídas de perfis I, utilizando-se de ferramentas como análises estatísticas, modelagens computacionais e procedimentos experimentais.

## 1.1 OBJETIVOS

### *1.1.1 Objetivo geral*

O objetivo deste trabalho foi analisar o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas constituídas de perfil I e ponderar sobre o tratamento da região de ligação entre as estacas metálicas e o bloco.

### *1.1.2 Objetivos específicos*

Os objetivos específicos deste trabalho foram:

- i. Analisar, por meio de modelagens computacionais, análises estatísticas e ensaios experimentais, a influência de diferentes tipos de arranjo da ligação entre os perfis metálicos e o concreto do bloco, recomendados pela literatura técnica, sobre o comportamento mecânico do conjunto;
- ii. Avaliar diferentes modelos analíticos em comparação com os resultados de modelos numéricos e experimentais.

## 1.2 RESUMO DA METODOLOGIA

A metodologia de trabalho empregada neste estudo teve a seguinte sequência:

- i. Avaliação das recomendações existentes para blocos sobre estacas e dos diferentes modelos analíticos sugeridos pela literatura técnica e normativa;

- ii. Desenvolvimento de modelos numéricos de blocos sobre duas estacas metálicas por meio da utilização do programa computacional ANSYS®, tendo como base os resultados experimentais fornecidos por Tomaz (2018);
- iii. Realização de planejamento para o desenvolvimento de modelos numéricos contemplando um total de 4 variáveis independentes. Foi escolhida a capacidade portante (força de ruína) dos modelos como variável dependente;
- iv. Estudo estatístico dos resultados obtidos nas modelagens numéricas por meio de análise de variância de dois grandes grupos de modelos, no intuito de identificar as variáveis independentes de maior influência sobre a variável dependente escolhida;
- v. Desenvolvimento de programa experimental contemplando três modelos em escala real de blocos sobre duas estacas metálicas, visando confirmar os resultados observados nas modelagens numéricas;
- vi. Realização de análise comparativa entre os resultados obtidos neste estudo com os resultados fornecidos pela literatura técnica.

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de cinco capítulos, estruturados da seguinte maneira:

Capítulo 1 – *INTRODUÇÃO*: É apresentado o tema do trabalho com um breve histórico da problemática, bem como objetivos e metodologia desta pesquisa.

Capítulo 2 – *REVISÃO BIBLIOGRÁFICA*: São apresentadas as principais pesquisas desenvolvidas sobre o assunto, assim como recomendações técnicas e normativas.

Capítulo 3 – *ANÁLISE DE VARIÂNCIA*: Traz os resultados da análise numérica realizada por meio do programa computacional ANSYS®. Em seguida, os resultados desta análise foram utilizados em uma análise de variância.

Capítulo 4 – *PROGRAMA EXPERIMENTAL*: São apresentadas as considerações relacionadas ao programa experimental, como o dimensionamento dos protótipos experimentais, as propriedades dos materiais utilizados e a instrumentação empregada.

Capítulo 5 – *RESULTADOS E DISCUSSÕES*: São expostos e discutidos os resultados obtidos experimentalmente.

Capítulo 6 – *CONCLUSÕES*: São apresentadas as conclusões finais do trabalho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os principais fatores que devem ser considerados no dimensionamento de blocos sobre estacas vêm sendo estudados por diversos autores. Entretanto, ainda existem dúvidas com relação ao comportamento estrutural do elemento, principalmente quando são empregadas estacas metálicas, sendo que as principais incertezas são: como se deve tratar a região de contato entre o bloco de concreto e a estaca metálica; como considerar a estaca metálica nos modelos de cálculo existentes.

Entre os textos normativos, ainda não houve consenso quanto aos parâmetros a serem considerados para tal dimensionamento, tampouco houve concordância em relação ao método de cálculo mais adequado, apesar de se poder utilizar métodos baseados na teoria de vigas. Neste trabalho foram discutidos somente os métodos baseados em modelos de bielas e tirantes, que foram recomendados por autores como Blévo & Frémy (1967), Adebar, Kuchma & Collins (1990), Schlaich & Schäfer (1991), Adebar & Zhou (1996), Cavers & Fenton (2004), Cao & Bloodworth (2007), Nori & Tharval (2007), Park, Kuchma & Souza (2008), Ahmad, Shah & Zaman (2009), Souza *et al.* (2009), Fusco (2013) e Meléndez *et al.* (2019).

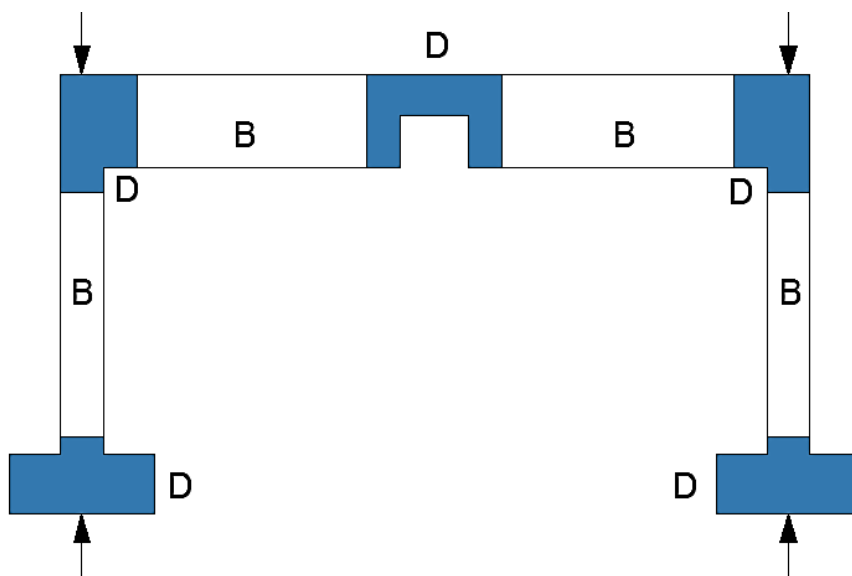
Com isto, este capítulo apresenta a conceituação relacionada ao dimensionamento de blocos sobre estacas por meio de modelos de bielas e tirantes, bem como as pesquisas em blocos sobre estacas realizadas até o presente momento.

### 2.2 MODELOS DE BIELAS E TIRANTES

Usualmente, as estruturas de concreto podem ser divididas em duas regiões distintas, para as quais são adotadas diferentes hipóteses de comportamento estrutural. As regiões em que a hipótese de Bernoulli (de que as seções permanecem planas após o início das deformações) pode ser aceita são chamadas de regiões B, enquanto nas regiões nas quais existem descontinuidades geométricas ou estáticas, também chamadas de regiões D, as deformações são altamente não-lineares e, portanto, a hipótese de Bernoulli não é válida. O método de bielas e tirantes é recomendado para o dimensionamento e verificação das regiões D, em que as tensões

não são facilmente calculadas pelos diagramas de esforços (SCHLAICH, SCHÄFER & JENNEWEIN, 1987). A Figura 2.1 ilustra a divisão de uma estrutura em regiões B e D.

Figura 2.1 – Regiões B e D de uma estrutura.



Fonte: O autor

O método de bielas e tirantes é uma generalização da analogia de treliça clássica proposta por Ritter & Mörsch, utilizada na teoria de vigas, que foi posteriormente refinada e expandida com sólido embasamento teórico na teoria da plasticidade, mais especificamente no teorema do limite inferior. O método consiste em designar uma treliça articulada nos nós que represente o fluxo de tensões no interior do elemento estrutural, em que as tensões de compressão, resistidas pelo concreto, são representadas por bielas comprimidas, enquanto as tensões de tração, resistidas pela armadura, são representadas por tirantes. Os nós do modelo, também chamados de zonas ou regiões nodais, representam regiões de concreto em que há concentração de tensões e desvio de forças (SCHLAICH & SCHÄFER, 1991).

Segundo Adebar, Kuchma & Collins (1990), Nori & Tharval (2007), Ahmad, Shah & Zaman (2009) e Souza *et al.* (2009) o modelo de bielas e tirantes fornece bons resultados para o dimensionamento de blocos de concreto armado apoiados sobre estacas. Dentre os modelos de bielas e tirantes utilizados para o dimensionamento de blocos sobre estacas podem-se destacar os de Blévyot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013). Estes modelos admitem algumas simplificações, o que levou à sugestão de adequações por parte de autores como Adebar, Kuchma & Collins (1990) e Delalibera (2006).

De acordo com Ahmad, Shah & Zaman (2009), a seleção do modelo de bielas e tirantes mais adequado a cada caso é de suma importância pois qualquer mudança na geometria da treliça adotada pode afetar consideravelmente os resultados obtidos analiticamente. Neste sentido, Schlaich & Schäfer (1991) e Nori & Tharval (2007) destacam que, como um elemento estrutural suporta as cargas a ele aplicadas de forma a acomodar o mínimo de deformações, e como as tensões de tração contribuem mais para as deformações do que as tensões de compressão, um modelo com o menor número de tirantes é considerado mais efetivo.

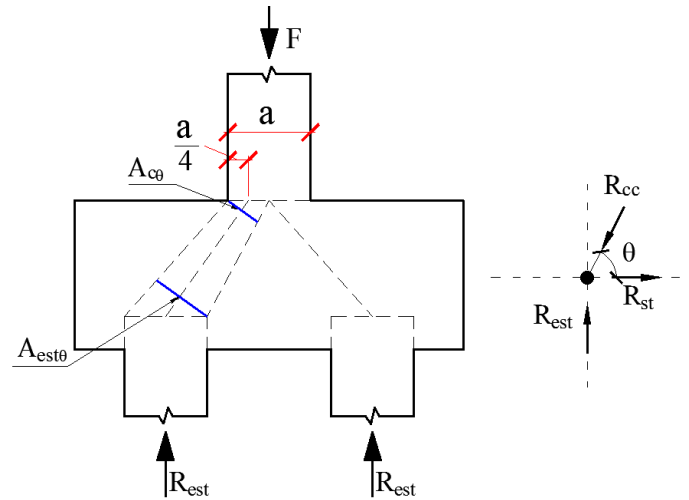
Quando o dimensionamento de blocos sobre estacas é realizado por meio modelos de bielas e tirantes, as tensões atuantes nas zonas nodais são os principais parâmetros empregados por Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991), Fusco (2013), CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012), EHE-08 (2011), ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318-19 (2019) para verificar a segurança no concreto, enquanto a armadura necessária deve ser calculada visando resistir ao esforço atuante nos tirantes da treliça. Ou seja, o dimensionamento de blocos sobre estacas é feito limitando-se as tensões no concreto, para garantir que a armadura do tirante apresente escoamento antes de haver falha no concreto por tensão de cisalhamento.

### 2.2.1 Modelo de Blévot & Frémy (1967)

Blévot & Frémy (1967) recomendaram a utilização de um modelo simples de bielas e tirantes. A Figura 2.2 apresenta o modelo recomendado pelos autores para o caso de blocos sobre duas estacas, que foram objeto de estudo deste trabalho.

Blévot & Frémy (1967) recomendaram que o ângulo entre a biela de compressão e a horizontal ( $\theta$ ) deve estar compreendido entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ . A partir do modelo de bielas e tirantes esquematizado na Figura 2.2 podem-se calcular as tensões nodais superior ( $\sigma_{ns}$ ) e inferior ( $\sigma_{ni}$ ) por meio das Equações 2.1 e 2.2, respectivamente, em que:  $F$  é a força atuante no pilar em kN;  $A_c$  é a área do pilar em  $\text{cm}^2$ ;  $\theta$  é o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal em  $^\circ$  (graus);  $A_{est}$  é a área da estaca em  $\text{cm}^2$ .

Figura 2.2 – Modelo de bielas e tirantes recomendado por Blévot & Frémy (1967)



Fonte: Adaptado de Blévot & Frémy (1967)

$$\sigma_{ns} = \frac{F}{A_c \cdot \sin^2(\theta)} \quad (2.1)$$

$$\sigma_{ni} = \frac{F}{2 \cdot A_{est} \cdot \sin^2(\theta)} \quad (2.2)$$

Segundo Blévot & Frémy (1967), para o caso de blocos sobre duas estacas, as tensões nodais devem ser limitadas de acordo com os valores da Tabela 2.1, em que:  $\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em kN/cm<sup>2</sup>;  $\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em kN/cm<sup>2</sup>;  $f_{cd}$  é a resistência à compressão axial de cálculo do concreto em kN/cm<sup>2</sup>.

Tabela 2.1 – Limites para as tensões nodais recomendados por Blévot & Frémy (1967)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$1,4 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$1,0 \cdot f_{cd}$

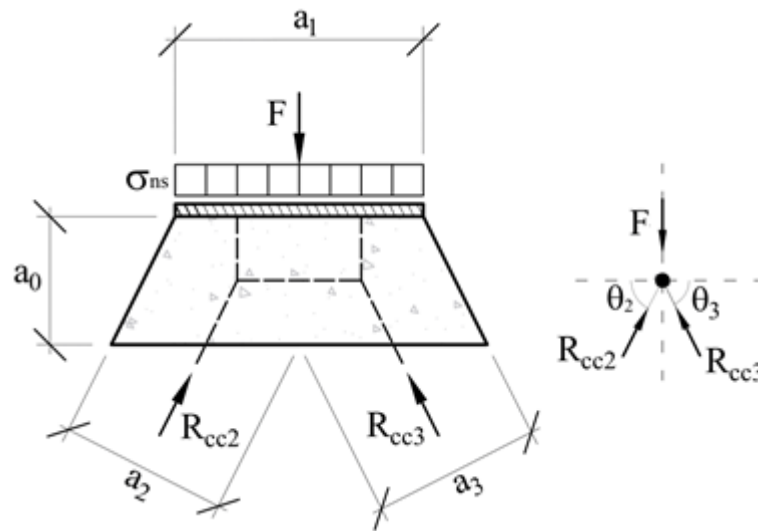
Fonte: Blévot & Frémy (1967)

### 2.2.2 Modelo de Schlaich & Schäfer (1991)

De acordo com Schlaich & Schäfer (1991), nos modelos de bielas e tirantes, os nós que apresentam concentração de forças são críticos e, por conseguinte, devem ser dimensionados cuidadosamente, para que as bielas e os tirantes se equilibrem sem que ocorram grandes deformações ou fissuração excessiva no concreto. Assim, o modelo proposto pelos autores

buscou descrever melhor o comportamento estrutural das regiões nodais. A Figura 2.3 demonstra o esquema do nó superior de um bloco de concreto armado sobre duas estacas segundo o modelo de Schlaich & Schäfer (1991).

Figura 2.3 – Nó superior segundo o modelo de Schlaich & Schäfer (1991)



Fonte: Adaptado de Schlaich & Schäfer (1991)

Schlaich & Schäfer (1991) sugeriram o valor mínimo de  $a_0$  dado pela Equação 2.3, em que:  $a_1$  é a dimensão do pilar na direção longitudinal do bloco em cm;  $\theta_2$  é o ângulo entre a biela de compressão à esquerda e a horizontal em ° (graus);  $\theta_3$  é o ângulo entre a biela de compressão à direita e a horizontal em ° (graus).

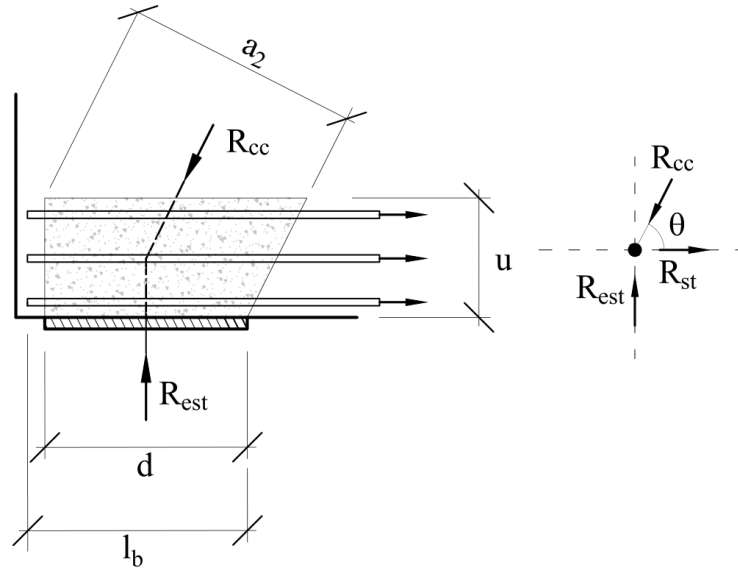
$$a_0 \geq a_1 \cdot \cos(\theta_2) \cdot \sin(\theta_2) = a_1 \cdot \cos(\theta_3) \cdot \sin(\theta_3) \quad (2.3)$$

Então, de acordo com o modelo de Schlaich & Schäfer (1991), a tensão no nó superior ( $\sigma_{ns}$ ) pode ser calculada pela Equação 2.4, em que:  $F$  é a força aplicada ao pilar em kN;  $a_1$  é a dimensão do pilar na direção longitudinal do bloco em cm;  $b$  é a dimensão do pilar na direção transversal do bloco em cm.

$$\sigma_{ns} = \frac{F}{a_1 \cdot b} \quad (2.4)$$

A Figura 2.4 demonstra o esquema do nó inferior segundo o modelo de Schlaich & Schäfer (1991).

Figura 2.4 – Nó inferior segundo o modelo de Schlaich & Schäfer (1991)



Fonte: Adaptado de Schlaich & Schäfer (1991)

Schlaich & Schäfer (1991) consideraram, para o cálculo da tensão no nó inferior ( $\sigma_{ni}$ ), a influência do arranjo da armadura e da largura do pilar, como expresso na Equação 2.5, em que:  $R_{est}$  é a força de reação na estaca em kN;  $A_{est}$  é a área da estaca em  $\text{cm}^2$ ;  $u$  é a dimensão vertical do nó inferior em cm;  $\theta$  é o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal em  $^\circ$  (graus);  $a_1$  é a dimensão do pilar na direção longitudinal do bloco em cm.

$$\sigma_{ni} = \frac{R_{est}}{A_{est} \cdot \left[ 1 + \left( \frac{u \cdot \cotg(\theta)}{a_1} \right) \right] \cdot \sin^2(\theta)} \quad (2.5)$$

A dimensão vertical do nó inferior, mostrada na Figura 2.4, pode ser calculada pela Equação 2.6, em que:  $c$  é o cobrimento vertical da armadura em cm;  $n$  é o número de camadas da armadura (adim.);  $\varphi$  é o diâmetro das barras em cm;  $e_v$  é o espaçamento vertical entre as barras em cm.

$$u = 2c + n \cdot \varphi + (n - 1) \cdot e_v \quad (2.6)$$

Schlaich & Schäfer (1991) recomendaram as tensões nodais máximas da Tabela 2.2, em que:  $\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em  $\text{kN/cm}^2$ ;  $\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em  $\text{kN/cm}^2$ ;  $f_{cd}$  é a resistência à compressão axial de cálculo do concreto em  $\text{kN/cm}^2$ .

Tabela 2.2 – Limites para as tensões nodais recomendados por Schlaich &amp; Schäfer (1991)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$1,1 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,8 \cdot f_{cd}$

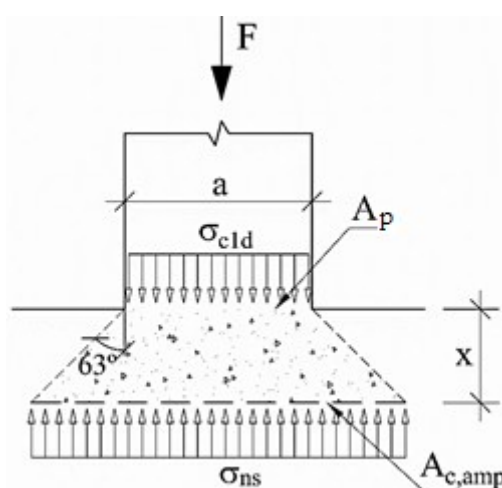
Fonte: Schlaich &amp; Schäfer (1991)

### 2.2.3 Modelo de Fusco (2013)

Segundo Fusco (2013), a rigidez dos blocos sobre estacas deve ser suficiente para que suas deformações não interfiram nos esforços atuantes na superestrutura e nem no terreno, transmitindo a carga diretamente do topo do bloco, que recebe o pilar, até o topo das estacas, na base do bloco. O autor admite que este comportamento ocorre para inclinações da biela de compressão ( $\theta$ ) entre 34° e 45°.

Fusco (2013) admitiu, diferentemente dos outros autores, que a taxa de armadura do pilar influencia no fluxo de tensões do bloco e que as bielas de compressão têm início em uma área ampliada ( $A_{c,amp}$ ) paralela à região de contato entre o pilar e o bloco, com um ângulo de abertura de 63°, como ilustrado na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Nó superior segundo o modelo de Fusco (2013)



Fonte: Adaptado de Fusco (2013)

Segundo o modelo de Fusco (2013), o valor de  $x$  depende da taxa de armadura do pilar. A Tabela 2.3 apresenta a relação entre os dois parâmetros.

Tabela 2.3 – Valores de  $x/b$ 

Taxa de armadura do pilar	1%	2%	3%
Pilares quadrados	0,35	0,42	1,0
Pilares muito alongados	0,8	1,0	1,2

Nota:  $b$  é a menor dimensão do pilar em planta

Fonte: Fusco (2013)

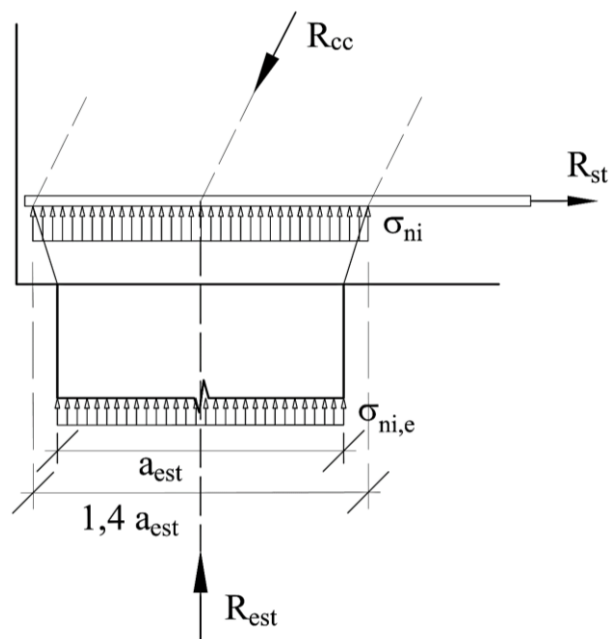
Com isto, é possível calcular a área  $A_{c,amp}$  e a tensão nodal  $\sigma_{ns}$  por meio das Equações 2.7 e 2.8, respectivamente, em que:  $x$  é a distância entre a área  $A_{c,amp}$  e o topo do bloco em cm;  $A_p$  é a área do pilar em  $cm^2$ ;  $F$  é a força aplicada ao pilar em kN.

$$A_{c,amp} = 2 \cdot (\tan(63^\circ) \cdot x) + A_p \quad (2.7)$$

$$\sigma_{ns} = \frac{F}{A_{c,amp}} \quad (2.8)$$

Na região nodal inferior, Fusco (2013) considerou que a seção transversal resistente é ampliada, partindo do fundo do bloco até o nível da armadura, onde se dá o equilíbrio da biela. Além disto, a tensão na estaca também deve ser calculada e, com isto, no modelo de Fusco (2013) são apresentadas duas tensões na região nodal inferior, como mostrado na Figura 2.6.

Figura 2.6 – Nó inferior segundo o modelo de Fusco (2013)



Fonte: Adaptado de Fusco (2013)

No entanto, de acordo com a formulação de Fusco (2013), a tensão crítica na região nodal inferior será a tensão atuante na área ampliada, bastando portanto, verificar  $\sigma_{ni}$ , que pode ser calculada pela Equação 2.9, em que:  $R_{est}$  é a força de reação na estaca em kN;  $A_{est}$  é a área da estaca em  $cm^2$ .

$$\sigma_{ni} = \frac{R_{est}}{1,4 \cdot A_{est}} \quad (2.9)$$

Fusco (2013) recomendou, para o caso de blocos sobre duas estacas, os valores máximos de tensão para as regiões nodais mostrados na Tabela 2.4, em que:  $\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em  $kN/cm^2$ ;  $\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em  $kN/cm^2$ ;  $f_{cd}$  é a resistência à compressão axial de cálculo do concreto em  $kN/cm^2$ .

Tabela 2.4 – Limites para as tensões nodais recomendados por Fusco (2013)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$0,2 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,2 \cdot f_{cd}$

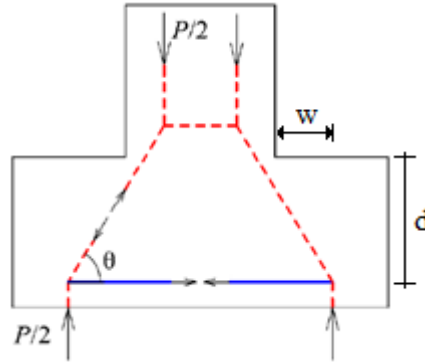
Fonte: Fusco (2013)

#### 2.2.4 Modelo de Meléndez et al. (2019)

Meléndez *et al.* (2019) estudaram blocos sobre quatro estacas, chegando a propor um método de cálculo diferente dos já apresentados, em que se considera um modelo de bielas e tirantes refinado (Figura 2.7) no qual a verificação das tensões nodais não é feita de forma direta, mas por meio da consideração de diferentes modos de falha. Os resultados obtidos são  $F_{u,analítico}$  (força prevista para a ruína do bloco), inclinação das bielas ( $\theta$ ) e modo de falha.

De acordo Meléndez *et al.* (2019), à medida em que o bloco se aproxima da ruína, ocorre um estreitamento da área da região nodal superior e um aumento do ângulo da biela de compressão ( $\theta$ ), devidos à fissuração do concreto, que gera uma redistribuição de esforços. No modelo proposto pelos autores a inclinação das bielas ( $\theta$ ) é variável e pode ser calculada maximizando-se a resistência obtida por meio de três funções que consideram diferentes modos de falha locais: esforço excessivo na armadura (I); esmagamento da biela de compressão na base do pilar (II); fendilhamento da biela de compressão devido à abertura de fissuras transversais (III).

Figura 2.7 – Modelo de bielas e tirantes proposto por Meléndez *et al.* (2019)



Fonte: Adaptado de Meléndez *et al.* (2019)

Meléndez *et al.* (2019) desenvolveram o modelo de cálculo para blocos sobre quatro estacas, porém as equações foram adaptadas para o caso de blocos sobre duas estacas, pois estes são objeto de pesquisa do presente trabalho.

O modo de falha I, expresso pela força necessária para romper a armadura, é descrito pela Equação 2.10, em que:  $\theta$  é o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal em ° (graus);  $A_s$  é a área de aço do tirante em  $\text{cm}^2$ ;  $f_u$  é a tensão de ruptura das barras de aço do tirante em  $\text{kN/cm}^2$ .

$$F_{nt,u} = 2 \cdot \text{tg}(\theta) \cdot A_s \cdot f_u \quad (2.10)$$

O modo de falha II, que está relacionado ao esmagamento do concreto próximo ao pilar, limita a força na biela à sua resistência na região nodal superior. Este modo de falha é descrito pela Equação 2.11, em que:  $f_{cp}$  é a resistência plástica do concreto segundo Muttoni, Schwartz & Thürlimann (1997), determinado pela condição expressa na Equação 2.12, com  $f_c$  em MPa e  $f_{cp}$  em  $\text{kN/cm}^2$ ;  $\theta$  é o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal em ° (graus);  $d$  é a altura útil do bloco em cm;  $w$  é a distância horizontal entre a face do pilar e o eixo longitudinal da estaca em cm.

$$F_{ns,1} = 9 \cdot f_{cp} \cdot \left( \frac{d}{\sqrt{2} \cdot \text{tg}(\theta)} - w \right)^2 \cdot \text{sen}^2(\theta) \quad (2.11)$$

$$f_{cp} = \begin{cases} 1,0 \cdot f_c & \text{se } f_c \leq 20 \text{ MPa} \\ 0,27 \cdot f_c^{2/3} & \text{se } f_c > 20 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.12)$$

O modo de falha III, que considera a ruptura da biela por fendilhamento (tração diagonal), estabelece o limite da força na biela como igual à resistência da região nodal inferior. Para este modo de falha é considerada a redução da resistência do concreto à compressão devido às tensões de tração transversais por meio do modelo de Vecchio & Collins (1986), bem como a compatibilidade de deformações na região nodal inferior. Assumindo que a estaca é de seção retangular, calcula-se a área da seção da estaca projetada perpendicularmente ao eixo da biela ( $A_{est\theta}$ ) por meio da Equação 2.13, em que:  $\theta$  é o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal em ° (graus);  $h_{est}$  é a altura da estaca em cm;  $Emb$  é o comprimento de embutimento da estaca no bloco em cm;  $l_{est}$  é a largura da estaca em cm.

$$A_{est\theta} = [h_{est} \cdot \sin(\theta) + 2 \cdot Emb \cdot \cos(\theta)] \cdot l_{est} \quad (2.13)$$

O terceiro e último modo de falha pode ser calculado pela Equação 2.14, em que:  $\theta$  é o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal em ° (graus);  $A_{est\theta}$  é a área da seção da estaca projetada perpendicularmente ao eixo da biela em cm<sup>2</sup>;  $f_{cp}$  é a resistência plástica do concreto segundo Muttoni, Schwartz & Thürlimann (1997) em kN/cm<sup>2</sup>;  $\varepsilon_s$  é a deformação na armadura (adim.);  $\varepsilon_y$  é a deformação no concreto da região nodal inferior, na direção y (adim.);  $\varepsilon_b$  é a deformação na biela, na região nodal inferior (adim.).  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_y$  e  $\varepsilon_b$  podem ser calculados, respectivamente, por meio das Equações 2.15, 2.16 e 2.17, em que:  $F$  é a força aplicada no pilar em kN;  $E_s$  é o módulo de elasticidade da armadura em kN/cm<sup>2</sup>;  $A_s$  é a área de aço do tirante em cm<sup>2</sup>;  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto do bloco em kN/cm<sup>2</sup>.

$$F_{ns,2} = \frac{2 \cdot \sin(\theta) \cdot A_{est\theta} \cdot f_{cp}}{0,8 + 170 \cdot (\varepsilon_s + \varepsilon_y - \varepsilon_b)} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_s = \frac{F}{2 \cdot \tan(\theta) \cdot E_s \cdot A_s} \quad (2.15)$$

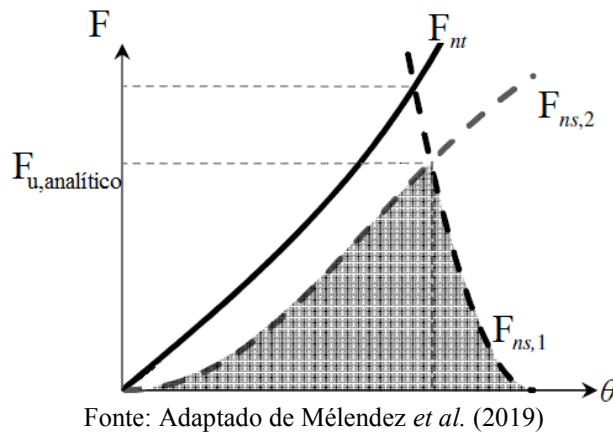
$$\varepsilon_y = -\frac{F/2}{E_c \cdot h_{est} \cdot l_{est}} \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_b = -\frac{F}{2 \cdot \sin(\theta) \cdot E_c \cdot A_{est\theta}} \quad (2.17)$$

O cálculo de  $F_{ns,2}$  é feito de forma iterativa. Assume-se um valor para  $F$  na determinação de  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_b$  e  $F_{ns,2}$ , para então as deformações serem recalculadas com  $F$  igual a  $F_{ns,2}$ , repetindo-se o processo até que haja convergência entre os valores de  $F$  e  $F_{ns,2}$ , dada uma determinada tolerância.

Por fim, são plotadas as funções  $F_{nt,u}$ ,  $F_{ns,1}$  e  $F_{ns,2}$  em um gráfico de Força versus  $\theta$ , como mostrado na Figura 2.8.  $F_{u,analítico}$  é a menor das duas forças determinadas por meio da intercessão entre os pares de funções ( $F_{nt,u}$ ,  $F_{ns,1}$ ) e ( $F_{ns,1}$ ,  $F_{ns,2}$ ). De acordo com Meléndez *et al.* (2019), se  $F_{u,analítico}$  for determinado por meio da intercessão entre  $F_{nt,u}$  e  $F_{ns,1}$ , o bloco é previsto para falhar por flexão, enquanto se  $F_{u,analítico}$  for determinado por meio da intercessão entre  $F_{ns,1}$  e  $F_{ns,2}$ , o bloco é previsto para falhar por fendilhamento da biela. A inclinação da biela final é o valor de  $\theta$  correspondente à  $F_{u,analítico}$ .

Figura 2.8 – Gráfico típico do modelo de Meléndez *et al.* (2019) de bloco previsto para falhar por fendilhamento da biela



Meléndez *et al.* (2019) verificaram a validade de tal modelo estatisticamente e por meio da elaboração de modelos computacionais baseados no método dos elementos finitos. Em comparação com os 162 resultados experimentais, obtidos da literatura, o modelo de Meléndez *et al.* (2019) apresentou resultados precisos, com um coeficiente de variação de 12% e relação entre força de ruína experimental e força de ruína calculada igual a 1,08 em média. Além disto, os autores verificaram, por meio de modelos computacionais, que há uma tendência de

concentração das tensões de compressão na parte mais interna da estaca (região nodal inferior) e próximo à face do pilar (região nodal superior).

A Tabela 2.5 apresenta os limites para as tensões nodais recomendados por Meléndez *et al.* (2019), considerados de forma implícita no cálculo de  $F_{u,analítico}$  por meio do modelo dos autores.

Tabela 2.5 – Limites para as tensões nodais recomendados por Meléndez *et al.* (2019)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$1,0 \cdot f_{cp}$
$\sigma_{ni}$	$f_{cp}$
	$0,8 + 170 \cdot (\varepsilon_s + \varepsilon_y - \varepsilon_b)$

Fonte: Meléndez *et al.* (2019)

## 2.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

A seguir são abordadas, em síntese, as diretrizes normativas referentes ao dimensionamento de blocos sobre estacas apresentadas pelas normas EHE-08 (2011), CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012), ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318-19 (2019). Observa-se que as normas supracitadas não apresentam recomendações específicas para o caso de blocos sobre estacas metálicas.

Como mencionado anteriormente, a tensão nas regiões nodais é um dos principais parâmetros para a verificação da segurança do concreto em elementos dimensionados por meio de modelos de bielas e tirantes. Por este motivo este item apresenta os valores máximos para as tensões nas regiões nodais recomendados pelas normas supracitadas, considerando o caso específico de blocos sobre duas estacas. Nota-se que as normas diferenciam os tipos de regiões nodais:

- Nós CCC: Regiões nodais em que há confluência de tensões de compressão;
- Nós CCT: Regiões nodais atravessadas por somente um tirante;
- Nós CTT: Regiões nodais atravessadas por mais de um tirante.

### 2.3.1 Recomendações da ABNT NBR 6118 (2014)

A ABNT NBR 6118 (2014) classifica blocos como rígidos ou flexíveis, de acordo com um critério que leva em consideração a geometria do elemento. Segundo a referida norma, o comportamento estrutural de blocos classificados como rígidos é caracterizado por flexão nas duas direções, transmissão de forças do pilar às estacas por meio de bielas de compressão e

cisalhamento com ruína por compressão das bielas, enquanto blocos flexíveis possuem comportamento complexo, devendo ser analisados quanto à distribuição de esforços nas estacas e nos tirantes, atendendo aos requisitos relativos às lajes e à punção. Para que um bloco seja considerado rígido é necessário que, considerando-se as suas duas dimensões em planta, satisfaça a Equação 2.18, na qual:  $h$  é a altura do bloco em cm;  $a$  é a dimensão do bloco na direção considerada em cm;  $a_p$  é a dimensão do pilar na mesma direção em cm.

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (2.18)$$

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos, a ABNT NBR 6118 (2014) permite a utilização de modelos tridimensionais (lineares ou não-lineares) e modelos de bielas e tirantes tridimensionais que contemplem adequadamente o comportamento estrutural do elemento. Para a utilização de modelos de bielas e tirantes, a norma recomenda que o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal esteja compreendido entre o intervalo de 30° e 63°. Com relação às disposições construtivas, a ABNT NBR 6118 (2014) recomenda que mais de 85% da armadura de flexão seja distribuída na faixa definida pelas estacas e que as barras devem se estender de face a face do bloco terminando em gancho, com a ancoragem da armadura tendo início nas faces internas da estacas (face da estaca mais próxima do centro geométrico da face inferior do bloco). Além disso, a ABNT NBR 6118 (2014) prevê a utilização de armaduras adicionais para controle da fissuração.

Os limites para as tensões nodais superior e inferior recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014), para o caso de blocos sobre duas estacas, são apresentados na Tabela 2.6, em que:  $\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em kN/cm<sup>2</sup>;  $\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em kN/cm<sup>2</sup>;  $\alpha_{v2}$  é igual a  $(1 - f_{ck}/250)$ ;  $f_{cd}$  é a resistência à compressão axial de cálculo do concreto em kN/cm<sup>2</sup>.

Tabela 2.6 – Limites para as tensões nodais recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014)

<b>Tensão nodal</b>	<b>Valor limite</b>
$\sigma_{ns}$	$0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

### 2.3.2 Recomendações do ACI 318-19 (2019)

A norma norte-americana ACI 318-19 (2019) permite o cálculo e dimensionamento de blocos sobre estacas por meio da teoria de vigas, em que uma seção crítica é dimensionada à flexão e verificada ao cisalhamento, ou por meio de modelos de bielas e tirantes. Por serem estes últimos os modelos empregados neste trabalho, será dado enfoque às recomendações do ACI 318-19 (2019) relacionadas ao dimensionamento de blocos sobre estacas por meio de modelos de bielas e tirantes.

Segundo o ACI 318-19 (2019), as tensões nodais devem ser limitadas de acordo com os valores da Tabela 2.7, em que:  $\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em kN/cm<sup>2</sup>;  $\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em kN/cm<sup>2</sup>;  $\beta_c$  é igual a 1 (leva em consideração a influência do confinamento do concreto na resistência à compressão em regiões nodais que coincidam com uma área carregada);  $\beta_n$  é igual a 1 para nós CCC (região nodal superior), ou igual a 0,8 para nós CCT (região nodal inferior);  $f_{cd}$  é a resistência à compressão axial de cálculo do concreto em kN/cm<sup>2</sup>.

Tabela 2.7 – Limites para as tensões nodais recomendados pelo ACI 318-19 (2019)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$0,85 \cdot \beta_n \cdot \beta_c \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,85 \cdot \beta_n \cdot \beta_c \cdot f_{cd} = 0,68 \cdot f_{cd}$

Fonte: ACI 318-19 (2019)

### 2.3.3 Recomendações do CEB-FIP Model Code 2010 (2012)

O CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012) não apresenta diretrizes no tocante ao detalhamento de blocos sobre estacas, somente indica que blocos devem ser tratados como elementos típicos de regiões D e traz recomendações gerais relacionadas à elaboração do modelo de bielas e tirantes a ser utilizado para o cálculo do elemento.

Os limites para as tensões nodais recomendados pelo CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012) estão apresentados na Tabela 2.8, em que:  $\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em kN/cm<sup>2</sup>;  $\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em kN/cm<sup>2</sup>;  $f_{cd}$  é a resistência à compressão axial de cálculo do concreto em kN/cm<sup>2</sup>;  $k_c$  é igual a  $1,1 \times \eta_{fc}$  para nós CCC (região nodal superior), ou igual a  $0,75 \times \eta_{fc}$  para

nós CCT (região nodal inferior);  $\eta_{fc}$  é igual a  $(30/f_{ck})^{1/3} \leq 1$  (leva em consideração a maior tendência de concretos com resistências maiores que 30 MPa de apresentarem ruína frágil).

Tabela 2.8 – Limites para as tensões nodais recomendados pelo CEB-FIP

*Model Code 2010 (2012)*

Tensão nodal	Valor limite*
$\sigma_{ns}$	$k_c \cdot f_{cd} = 1,10 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$k_c \cdot f_{cd} = 0,75 \cdot f_{cd}$

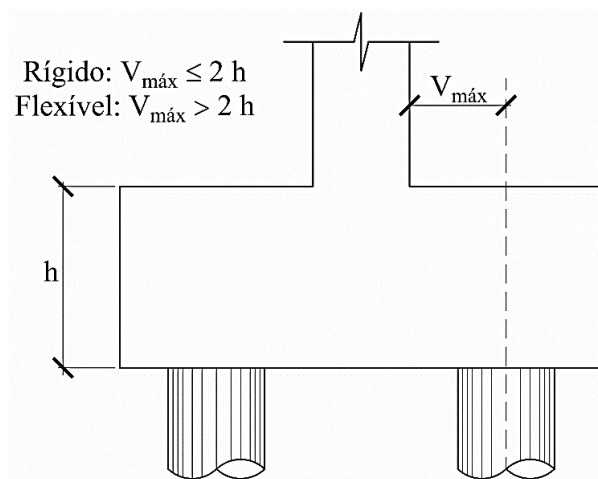
\*Considerando  $\eta_{fc}$  igual a 1.

Fonte: CEB-FIP *Model Code 2010 (2012)*

#### 2.3.4 Recomendações da EHE-08 (2011)

De acordo com a norma espanhola EHE-08 (2011), blocos sobre estacas podem ser classificados como sendo rígidos ou flexíveis, conforme o critério apresentado na Figura 2.9. A norma estabelece que, para o cálculo de blocos rígidos devem ser utilizados modelos de bielas e tirantes pois a distribuição de deformações nas seções transversais do elemento não são lineares, enquanto para o cálculo de blocos flexíveis, as deformações nas seções transversais podem ser consideradas como lineares e, portanto, a teoria de flexão pode ser empregada.

Figura 2.9 – Critério para classificação de blocos conforme a EHE-08 (2011)



Fonte: Adaptado de EHE-08 (2011)

A EHE-08 (2011) indica, para o cálculo de blocos sobre duas estacas, o emprego de um modelo de bielas e tirantes igual ao de Blévo & Frémy (1967), mostrado na Figura 2.2. A norma espanhola prevê, assim como a ABNT NBR 6118 (2014), o emprego de armaduras adicionais.

Os limites para as tensões nodais recomendados pela EHE-08 (2011), para o caso de blocos sobre duas estacas, estão apresentados na Tabela 2.9, em que:  $\sigma_{ns}$  é a tensão nodal superior em kN/cm<sup>2</sup>;  $\sigma_{ni}$  é a tensão nodal inferior em kN/cm<sup>2</sup>;  $f_{cd}$  é a resistência à compressão axial de cálculo do concreto em kN/cm<sup>2</sup>.

Tabela 2.9 – Limites para as tensões nodais recomendados pela EHE-08 (2011)

Tensão nodal	Valor limite
$\sigma_{ns}$	$1,0 \cdot f_{cd}$
$\sigma_{ni}$	$0,7 \cdot f_{cd}$

Fonte: EHE-08 (2011)

## 2.4 RECOMENDAÇÕES PARA BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS

Para o caso específico de blocos sobre estacas metálicas são encontradas poucas recomendações na literatura técnica, sendo que as existentes são recomendações construtivas, sem alusão ao cálculo ou dimensionamento.

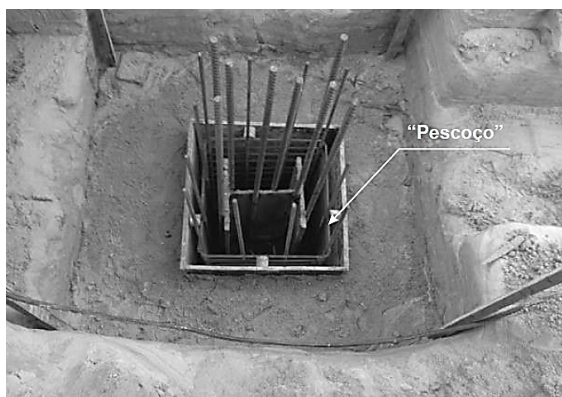
A ABNT NBR 6122 (1996) sugere que o arranjo da ligação da estaca com o bloco de coroamento pode ser feito utilizando-se um comprimento de embutimento da estaca dentro do bloco de 20 cm e, além disto, uma armadura helicoidal pode ser arranjada logo acima da armadura longitudinal do bloco. A ABNT NBR 6122 (2010) apenas recomenda que o arranjo da ligação seja feito por meio de chapas, armaduras de fretagem ou barras de aço longitudinais. Já a revisão mais recente da ABNT NBR 6122 (2019) apenas diz que a ligação da estaca com o bloco deve ser projetada de forma a assegurar a transferência de esforços.

Segundo a Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia – ABEF (1999), deve-se utilizar 20 cm de comprimento de embutimento da estaca e armadura helicoidal no entorno do perfil metálico, ou embutimento de 5 cm e barras soldadas à estaca.

O Manual de Estacas Metálicas da Gerdau (2018) aconselha a utilização de armadura helicoidal (estribos) envolvendo o “pescoço” da estaca (parte da estaca abaixo da cota de arrasamento), com barras de aço soldadas na estaca para aumentar a aderência, como mostrado na Figura 2.10.

O manual recomenda evitar a utilização de chapas soldadas no topo das estacas metálicas devido à dificuldade técnica de execução deste tipo de arranjo.

Figura 2.10 – Recomendação do Manual de Estacas Metálicas da Gerdau (2018) para a região de contato da estaca metálica com o bloco



Fonte: Gerdau (2018)

## 2.5 TENSÕES NODAIS MÁXIMAS RECOMENDADAS

A Tabela 2.10 apresenta as tensões nodais máximas recomendadas pelas referências pesquisadas para o caso específico de blocos sobre duas estacas, na qual é possível verificar a disparidade de valores recomendados para o mesmo parâmetro, o que evidencia o fato de ainda haverem incertezas sobre o comportamento de blocos sobre estacas.

A Tabela 2.10 ainda traz uma coluna com os valores de tensões nodais limites desconsiderando-se os coeficientes relacionados ao efeito de cargas de longa duração e à ponderação das ações e das resistências. Estes foram os valores considerados no presente estudo. Isto foi feito pois se pretende aproximar os valores de tensão limite calculados aos valores de tensão observados nos modelos elaborados neste estudo, o que permite avaliar qual autor se aproxima mais da força última observada em tais modelos.

Nenhum dos autores referenciados na Tabela 2.10 apresenta recomendações para o caso específico de blocos sobre estacas metálicas, cuja maior diferença em relação ao modelo de cálculo utilizados para blocos sobre estacas de concreto armado é o tratamento da zona nodal inferior. As estacas metálicas podem ser constituídas de diferentes tipos de perfis, podendo-se destacar os perfis tubulares e os perfis tipo I e W.

Tabela 2.10 – Síntese das tensões nodais máximas recomendadas pela literatura para blocos sobre duas estacas

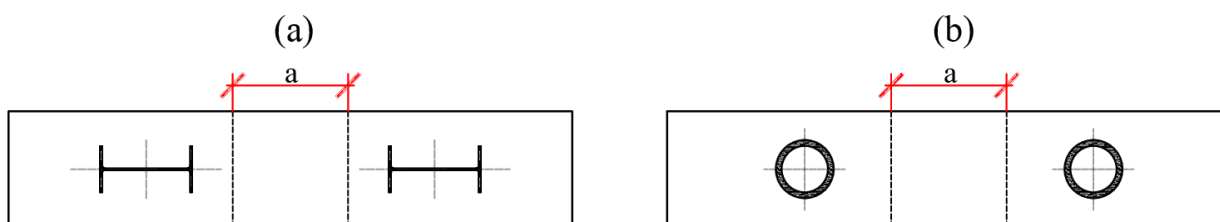
Referência	Limites da literatura		Limites da literatura sem coeficientes*	
	$\sigma_{ns}$	$\sigma_{ni}$	$\sigma_{ns}$	$\sigma_{ni}$
Blévoit & Frémy (1967)	$1,4 \cdot f_{cd}$	$1,0 \cdot f_{cd}$	$1,4 \cdot f_c$	$1,0 \cdot f_c$
Schlaich & Schäfer (1991)	$1,1 \cdot f_{cd}$	$0,8 \cdot f_{cd}$	$1,1 \cdot f_c$	$0,8 \cdot f_c$
Fusco (2013)	$0,2 \cdot f_{cd}$	$0,2 \cdot f_{cd}$	$0,2 \cdot f_c$	$0,2 \cdot f_c$
Meléndez <i>et al.</i> (2019)	$1,0 \cdot f_{cp}$	$f_{cp}$	$1,0 \cdot f_{cp}$	$f_{cp}$
ABNT NBR 6118 (2014)	$0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$	$0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$	$1,0 \cdot f_c$	$0,85 \cdot f_c$
ACI 318-19 (2019)	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,68 \cdot f_{cd}$	$1,0 \cdot f_c$	$0,80 \cdot f_c$
CEB-FIP <i>Model Code</i> 2010 (2012)	$1,10 \cdot \eta_{fc} \cdot f_{cd}$	$0,75 \cdot \eta_{fc} \cdot f_{cd}$	$1,29 \cdot f_c$	$0,88 \cdot f_c$
EHE-08 (2011)	$1,0 \cdot f_{cd}$	$0,7 \cdot f_{cd}$	$1,18 \cdot f_c$	$0,82 \cdot f_c$

\*Foram desconsiderados os coeficientes  $\alpha_{v2}$  e  $\eta_{fc}$ ; Os valores normativos foram divididos por 0,85 para se eliminar o efeito de carga de longa duração;  $\epsilon_{st} = \epsilon_s + \epsilon_y - \epsilon_b$

Fonte: O autor

Em função das seções transversais dos perfis metálicos possuírem descontinuidades geométricas (Figura 2.11), ainda existem dúvidas no que se refere à geometria a ser considerada para a zona nodal inferior (geometria utilizada para o cálculo de  $A_{est}$ ), de forma que os modelos de cálculo recomendados pela literatura proporcionem resultados coerentes com o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas metálicas.

Figura 2.11 – Vista em planta de blocos sobre estacas metálicas constituídas de: (a) perfil I; (b) perfil tubular.



Fonte: O autor

## 2.6 PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS DE CONCRETO

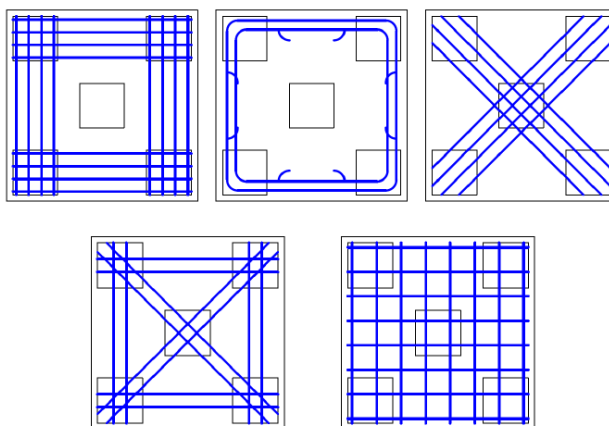
A seguir são apresentados importantes estudos acerca de blocos sobre estacas de concreto, que elucidam pontos relevantes ao desenvolvimento do presente trabalho.

### 2.6.1 Estudo de Blévo & Frémy (1967)

Blévo & Frémy (1967) ensaiaram um número extenso de blocos sobre estacas. Os autores dividiram o seu programa experimental em duas séries de ensaios: na primeira série foram ensaiados blocos em escala 1:2 e 1:3, sendo 51 blocos sobre quatro estacas, 37 blocos sobre três estacas e 6 blocos sobre duas estacas; na segunda série foram ensaiados blocos em escala real, sendo 8 blocos sobre quatro estacas, 8 blocos sobre três estacas e 6 blocos sobre duas estacas. A primeira série de ensaios propôs, com objetivo principal, a verificação do desempenho de diferentes disposições de armaduras quanto à capacidade portante e a fissuração, a determinação de situações que podem causar ruptura por punção e a definição de condições para a aplicação do modelo de bielas e tirantes que conduzem à uma ruptura dúctil, com o escoamento do aço. Já a segunda série de ensaios, em blocos de tamanho real, teve como objetivo confirmar as observações da primeira série e, com isto, propor diretrizes de projeto para blocos sobre estacas.

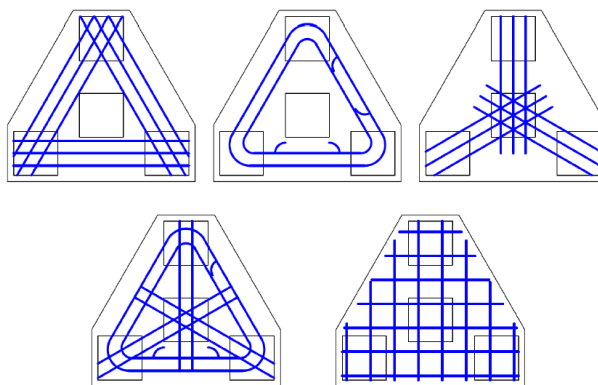
As variáveis dos experimentos foram a altura do bloco, o arranjo da armadura, a conformação superficial das armaduras e o tipo de aço utilizado. Os blocos foram dimensionados pelo método de bielas e tirantes, considerando tensão no tirante igual à 0,6 da tensão de escoamento do aço. As Figuras 2.12 e 2.13 ilustram os arranjos de armadura testados para blocos sobre quatro e três estacas, respectivamente.

Figura 2.12 – Arranjos de armaduras para blocos sobre quatro estacas



Fonte: Adaptado de Blévo & Frémy (1967)

Figura 2.13 – Arranjos de armaduras para blocos sobre três estacas



Fonte: Adaptado de Blévyot & Frémy (1967)

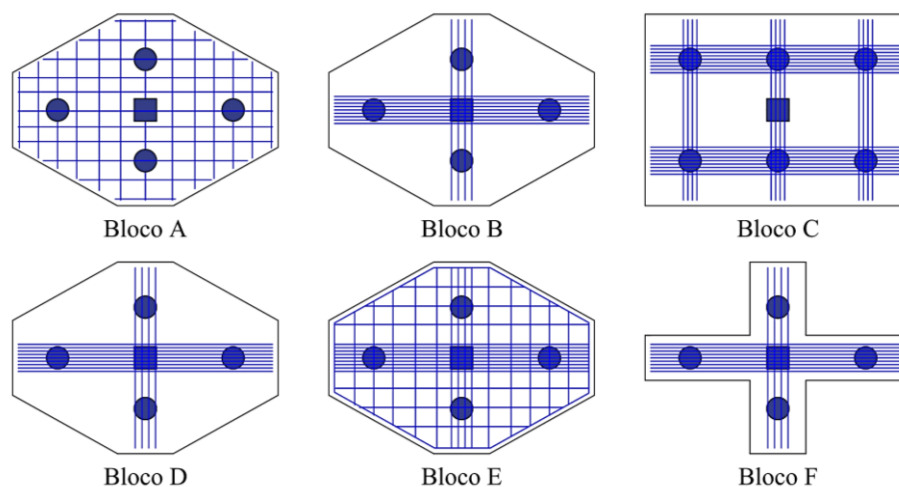
Blévyot & Frémy (1967) observaram que os blocos sobre três e quatro estacas apresentaram ruptura com escoamento da armadura e carga superior à prevista analiticamente, enquanto que, nos blocos sobre duas estacas, a armadura não sofreu escoamento e a ruptura se deu com carga abaixo da prevista. A partir de seus demais resultados, Blévyot & Frémy (1967) concluíram que:

- i. O arranjo com armaduras concentradas acima das estacas apresentou capacidade portante 20% maior que o arranjo com armaduras distribuídas;
- ii. Por outro lado, o arranjo com armaduras distribuídas exibiu menor fissuração;
- iii. A força no tirante excedeu em aproximadamente 15% o valor calculado;
- iv. Para garantir a segurança do bloco, o ângulo entre a biela e a horizontal deve estar entre 45° e 55°.

#### 2.6.2 Estudo de Adebar, Kuchma & Collins (1990)

Adebar, Kuchma & Collins (1990) analisaram diferentes blocos de concreto armado sobre estacas com o objetivo de verificar a viabilidade do método de bielas e tirantes. Foram estudadas as diferenças entre os resultados alcançados por um modelo de bielas e tirantes e os resultados obtidos por meio das diretrizes propostas pelo *American Concrete Institute Building Code* em sua norma ACI 318-83 (1983), que considera, separadamente, tensão cisalhante e flexão, por meio da teoria de vigas. Adebar, Kuchma & Collins (1990) ensaiaram 5 blocos sobre quatro estacas e 1 bloco sobre seis estacas (Figura 2.14), que possuíam somente armadura longitudinal. Foram medidas: a força aplicada ao bloco; as reações em cada estaca; o deslocamento do bloco no meio do vão; as deformações na armadura e no concreto em diferentes pontos.

Figura 2.14 – Esquema dos blocos ensaiados por Adebar, Kuchma & Collins (1990)

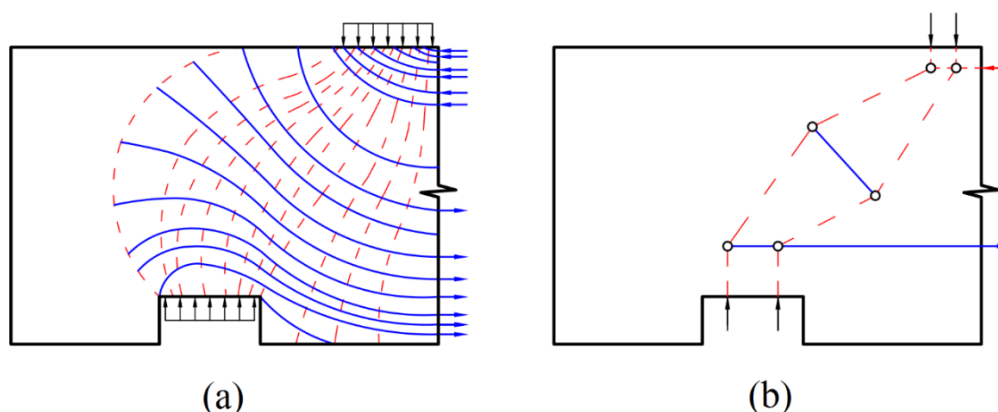


Fonte: Adaptado de Adebar, Kuchma & Collins (1990)

Adebar, Kuchma & Collins (1990) verificaram que o bloco dimensionado segundo as recomendações do ACI 318-83 (1983) teve capacidade de carga menor que os blocos dimensionados com o modelo de bielas e tirantes. Os blocos apresentaram poucas fissuras antes da ruína, que ocorreu devido às tensões de tração ortogonais à biela de compressão. Segundo os pesquisadores, tais tensões dão origem à fissuras paralelas ao eixo da biela (fendilhamento). Com isto, Adebar, Kuchma & Collins (1990) concluíram que:

- i. Comparado ao modelo de cálculo sugerido pelo ACI 318-83 (1983), o modelo de biela e tirantes representou melhor os resultados experimentais;
- ii. As medidas de deformação horizontal no concreto ao longo da altura, no meio do vão, mostraram-se altamente não-lineares. Portanto é sensato rejeitar a hipótese de Bernoulli;
- iii. As deformações na armadura apresentaram valores altos no meio do vão, entre as estacas, diminuindo na região delimitada pela área da cabeça das estacas. Portanto a força no tirante não é constante;
- iv. De acordo com a trajetória das tensões principais de tração e compressão (Figura 2.15a), obtidas a partir de um modelo de elementos finitos elástico-linear elaborado pelos autores, à medida em que a carga aumenta, as tensões ao longo da biela de compressão se alargam e, transversalmente à estas, surgem tensões de tração, sendo este o mecanismo crítico envolvido no rompimento dos blocos estudados;
- v. Para resistir à estas tensões de tração, os autores propuseram um modelo de bielas e tirantes refinado, com um tirante colocado transversalmente à biela de compressão, entre a cabeça da estaca e o pilar (Figura 2.15b).

Figura 2.15 – (a) Alargamento das tensões de compressão na biela; (b) Modelo de bielas e tirantes refinado



Fonte: Adaptado de Adebar, Kuchma & Collins (1990)

Apesar de utilizar resultados obtidos a partir de um modelo de elementos finitos para corroborar com as suas principais conclusões, Adebar, Kuchma & Collins (1990) não descreveram em detalhes os parâmetros empregados em tal modelo.

### 2.6.3 Estudo de Sam & Iyer (1995)

Visando compreender com maior detalhe o comportamento das tensões no interior de um bloco sobre quatro estacas, Sam & Iyer (1995) desenvolveram um estudo numérico e experimental. Os autores elaboraram modelos numéricos, com resolução por meio do método dos elementos finitos, de 3 diferentes blocos sobre quatro estacas em escala reduzida, nos quais a variável foi a disposição da armadura, mantendo fixa a taxa de aço. Os tipos de armadura testados foram armadura distribuída, armadura concentrada nas linhas entre as estacas paralelas aos lados do bloco e armadura concentrada nas linhas diagonais entre as estacas.

O modelo numérico desenvolvido por Sam & Iyer (1995) levou em consideração, para o comportamento do concreto, a resposta não-linear sob compressão, a resposta multiaxial, a fissuração e a mudança no valor do efeito de Poisson, enquanto para o aço foi considerado um comportamento elastoplástico linear com tensões somente em uma direção. Para a fissuração do concreto o modelo empregado foi o de fissuras distribuídas. Já em seu programa experimental, Sam & Iyer (1995) ensaiaram 6 blocos sobre quatro estacas, sendo os mesmos 3 modelos do estudo numérico, com uma repetição de cada modelo para confirmação dos resultados.

De acordo com Sam & Iyer (1995), os modelos testados experimentalmente e os modelos numéricos apresentaram comportamento parecido, com fissuração semelhante e ruína por punção. Observa-se que, apesar de os blocos terem falhado por punção, o valor do ângulo entre o eixo da biela de compressão e a horizontal ( $\theta$ ), segundo o modelo de Blévot & Frémy (1967), dos exemplares ensaiados é de aproximadamente 46°. Assim, Sam & Iyer (1995) terminaram por constatar que:

- i. O modelo com armaduras distribuídas apresentou a maior rigidez e a maior capacidade portante, diferentemente do que foi verificado por Blévot & Frémy (1967). No entanto, por observar resultados conflitantes com os da literatura e por reconhecer que a rigidez e a capacidade portante de blocos sobre estacas dependem de vários fatores, Sam & Iyer (1995) não delinearam uma conclusão acerca de qual arranjo de armadura é mais vantajoso;
- ii. As deformações na armadura não são constantes ao longo de seu comprimento, sendo menores na região próxima às estacas, como verificado também por Adebar, Kuchma & Collins (1990);
- iii. A análise não-linear por meio do método dos elementos finitos realizada foi capaz de prever com boa precisão o comportamento estrutural dos blocos ensaiados experimentalmente.

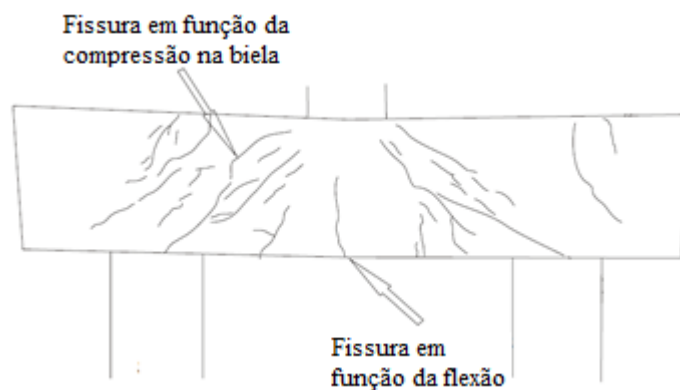
#### 2.6.4 *Estudo de Cao & Bloodworth (2007)*

Cao & Bloodworth (2007) estudaram sete blocos apoiados sobre quatro estacas, moldados em escala reduzida. O objetivo foi investigar a real resistência ao cisalhamento dos elementos e as variáveis do estudo foram o diâmetro da armadura, o comprimento e a largura dos blocos, assim como as distâncias longitudinais e transversais entre as estacas. Para facilitar o aparecimento e a análise das fissuras nas faces do elemento, a carga foi aplicada ao longo de toda a largura do bloco. Os blocos ensaiados por Cao & Bloodworth (2007) foram armados com barras dobradas em formato de U distribuídas uniformemente ao longo das direções do comprimento e da largura do elemento, formando uma armação em gaiola, e a rotação das estacas foi restringida para que os elementos tivessem o comportamento aproximado ao de um pórtico rígido.

A primeira fissura, em todos os blocos ensaiados por Cao & Bloodworth (2007), ocorreu no meio do maior vão do bloco próximo à face inferior devido à flexão. O meio de falha preponderante nos modelos ensaiados foi por cisalhamento devido ao esmagamento do concreto

na biela por compressão. A Figura 2.16 ilustra os principais tipos de fissuras observadas nos ensaios.

Figura 2.16 – Principais tipos de fissuras dos modelos ensaiados



Fonte: Adaptado de Cao & Bloodworth (2007)

Cao & Bloodworth (2007) compararam os resultados experimentais com as forças últimas previstas pelas normas britânicas BS 8110-1 (1997) e BS 5400-4 (1990), e com os resultados de uma análise feita por meio de um modelo de bielas e tirantes. As cargas de ruptura dos blocos ensaiados tiveram valores pelo menos duas vezes maiores do que as cargas previstas pelas normas, enquanto que, com o modelo de bielas e tirantes, obteve-se resultados condizentes. Os autores concluíram que a formulação semi-empírica e baseada na teoria de vigas, fornecida pelas normas BS 8110-1 (1997) e BS 5400-4 (1990), é excessivamente conservadora e não traduz o comportamento real do elemento nos casos de falha por cisalhamento.

#### 2.6.5 Estudo de Delalibera (2006)

No intuito de verificar as variáveis mais influentes no comportamento de blocos sobre duas estacas, Delalibera (2006) desenvolveu uma análise numérica de 81 modelos de blocos sobre duas estacas em que as variáveis foram a inclinação da biela de compressão ( $\theta$ ), a seção transversal do pilar, a seção transversal das estacas e a excentricidade da força aplicada. Então, a partir de uma análise de variância, o autor verificou que o fator seção transversal da estaca não é influente.

Posteriormente Delalibera (2006) ensaiou 14 blocos sobre duas estacas com variações nos arranjos das armaduras, no ângulo de inclinação das bielas (altura do bloco), nas seções

transversais dos pilares e na posição de aplicação da força (excentricidade). O autor instrumentou os blocos ensaiados com pastilhas de aço (Figura 2.17) que serviram para medir a deformação no concreto, de forma a obter informações sobre a forma geométrica da biela de compressão, e também testaram a eficácia de uma armadura passando perpendicularmente ao eixo da biela, denominada de armadura de fendilhamento. A Figura 2.18 mostra os arranjos de armaduras empregados por Delalibera (2006).

De acordo com Delalibera (2006), todos os blocos apresentaram comportamento semelhante, com ruptura definida por fendilhamento e esmagamento do concreto junto às zonas nodais, com a primeira fissura surgindo na parte inferior do bloco, junto à estaca, e propagando-se até a parte superior do bloco, junto ao pilar.

Após o programa experimental, Delalibera (2006) ainda modelou computacionalmente todos os modelos ensaiados, chegando a resultados semelhantes aos obtidos experimentalmente, com a exceção de que os modelos numéricos apresentaram uma rigidez maior que os modelos ensaiados experimentalmente. Com isto, Delalibera (2006) concluiu que:

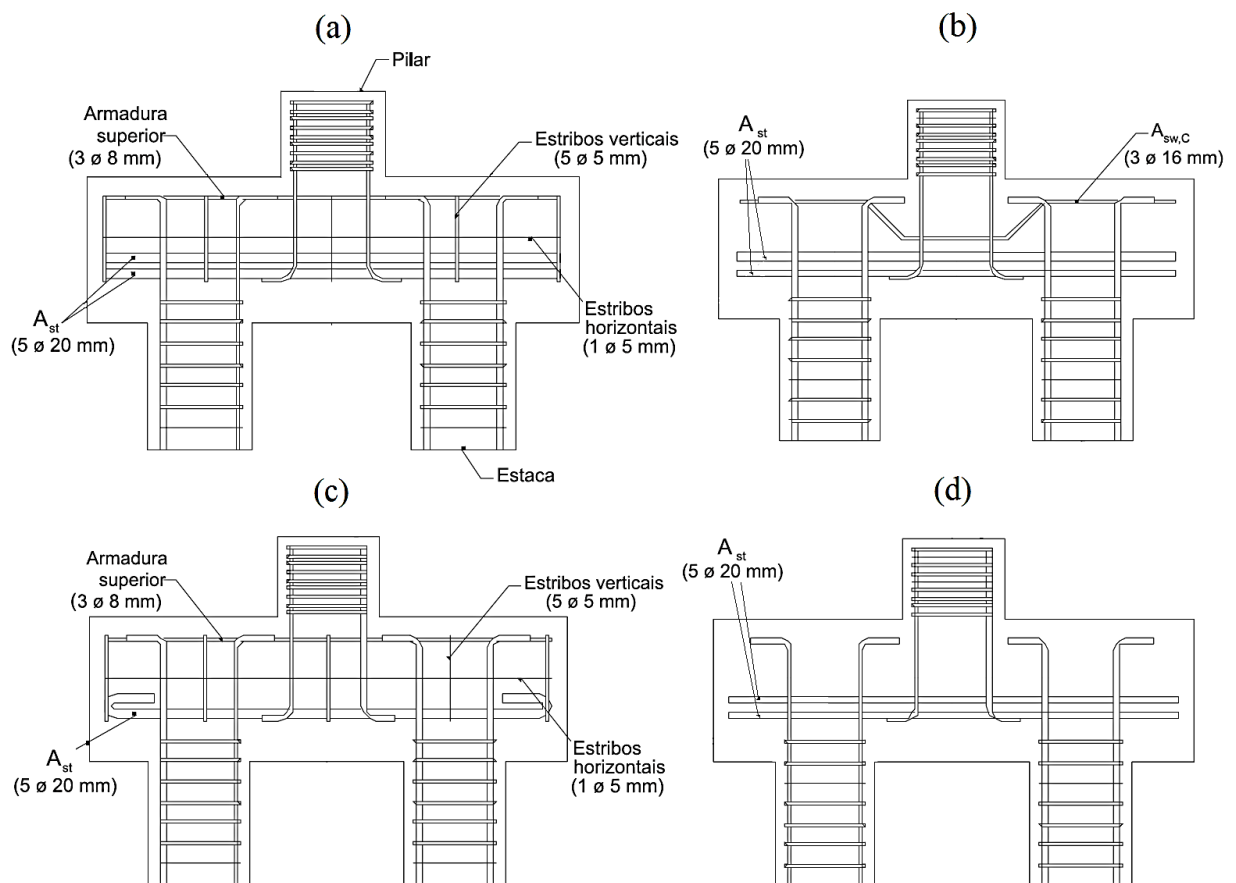
- i. Os resultados experimentais se aproximaram dos valores recomendados por Blévo & Frémy (1967) (Tabela 2.1);
- ii. A parte das estacas mais próxima das extremidades do bloco apresentou pequenas deformações e, portanto, deve-se considerar que a estaca está submetida a um momento fletor;
- iii. A deformação não é constante ao longo do tirante, tendo valor mais alto no centro do bloco, com redução significativa na região próxima à estaca;
- iv. Os blocos com armadura de fendilhamento tiveram maior capacidade portante e, portanto, a resistência dos blocos está fortemente relacionada ao fenômeno de fendilhamento das bielas;
- v. A maior rigidez dos modelos numéricos em relação aos modelos ensaiados experimentalmente, pode ter se dado por um dos três motivos: acomodação dos espécimes no início dos ensaios; suposição de aderência perfeita entre concreto e aço nos modelos numéricos; ligação monolítica entre estaca e bloco.

Figura 2.17 – Pastilhas de aço fixadas na superfície lateral dos blocos



Fonte: Delalibera (2006)

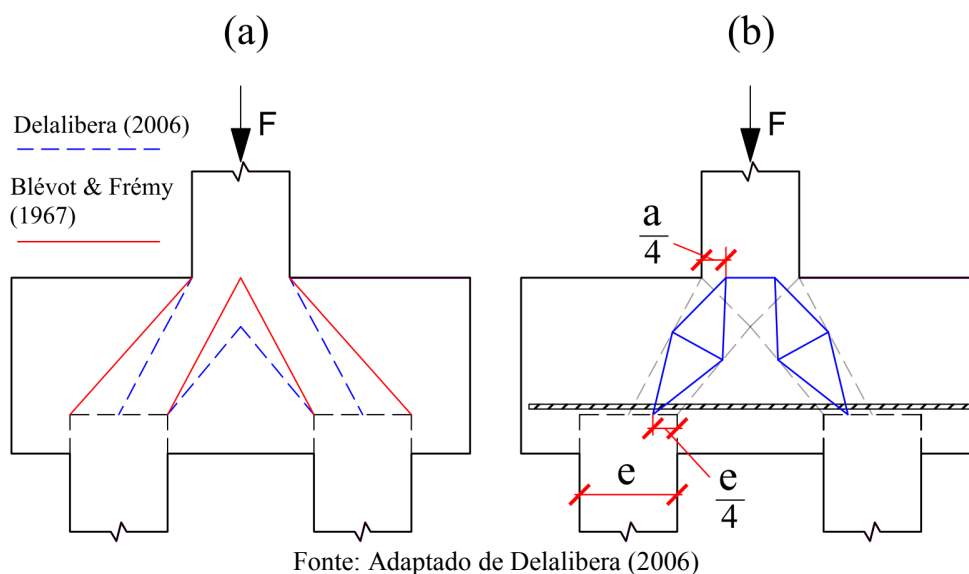
Figura 2.18 – Blocos ensaiados por Delalibera (2006), armados com: (a) armadura de flexão, armadura superior, estribos horizontais e estribos verticais; (b) armadura de flexão e armadura de fendilhamento; (c) armadura de flexão, armadura superior, estribos horizontais e estribos verticais; (d) armadura de flexão



Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

Assim, Delalibera (2006) sugeriu que a forma geométrica da biela é diferente da forma considerada por Blévot & Frémy (1967), como ilustrado na Figura 2.19a. Com isto, Delalibera (2006) propôs o modelo de bielas e tirantes refinado esquematizado na Figura 2.19b, que considera a ação das tensões de tração responsáveis pelo fendilhamento da biela e a concentração de tensões de compressão na ponta da estaca mais próxima do centro do bloco.

Figura 2.19 – (a) Possíveis geometrias da biela; (b) Modelo de bielas e tirantes proposto por Delalibera (2006)



#### 2.6.6 Estudo de Buttignol & Almeida (2012)

Buttignol & Almeida (2012) analisaram numericamente, por meio do método dos elementos finitos, um bloco sobre duas estacas utilizando os resultados experimentais de um dos blocos ensaiados por Delalibera (2006). A partir de tal bloco, Buttignol & Almeida (2012) elaboraram cinco modelos numéricos com geometria semelhante, tendo como variáveis o tipo de vinculação considerado para a análise e a presença de uma armadura de fendilhamento, recomendada por Delalibera (2006).

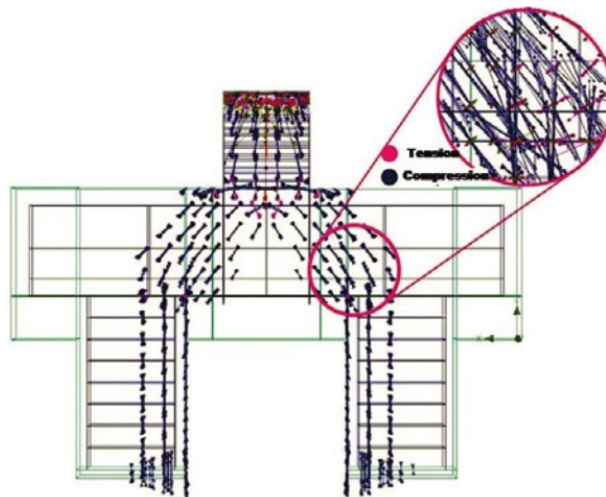
Para a modelagem do concreto, Buttignol & Almeida (2012) consideraram a resposta não linear do concreto à compressão e os critérios de falha de Drucker-Prager (compressão) e de Rankine (tração), enquanto que para as barras de aço os autores consideraram um comportamento elastoplástico perfeito, com escoamento definido pelo critério de Von Mises. Além disso,

Buttignol & Almeida (2012) empregaram elementos de contato nas superfícies de contato entre o pilar e o bloco e entre o bloco e as estacas.

Buttignol & Almeida (2012) obtiveram boa correspondência entre os resultados numéricos e os resultados experimentais do modelo de referência. Os autores constataram que:

- i. A armadura de fendilhamento sugerida por Delalibera (2006) de fato contribui com o controle da fissuração nas bielas;
- ii. Os modelos numéricos, em geral, apresentaram uma rigidez muito maior que o modelo experimental, apesar de apresentarem capacidade portante e fissuração semelhantes;
- iii. Concentração de tensões de compressão na região da estaca mais interna ao bloco (Figura 2.20), fazendo com que a seção transversal da estaca não seja solicitada uniformemente, como também constatado por Delalibera (2006);
- iv. As deformações nos tirantes não são uniformes, havendo grande diminuição na região próxima da estaca;
- v. O tipo de vinculação considerada na análise numérica interfere na rigidez do modelo, porém não tem grande influência na força última.

Figura 2.20 – Fluxo de tensões de compressão nos modelos de Buttignol & Almeida (2012)

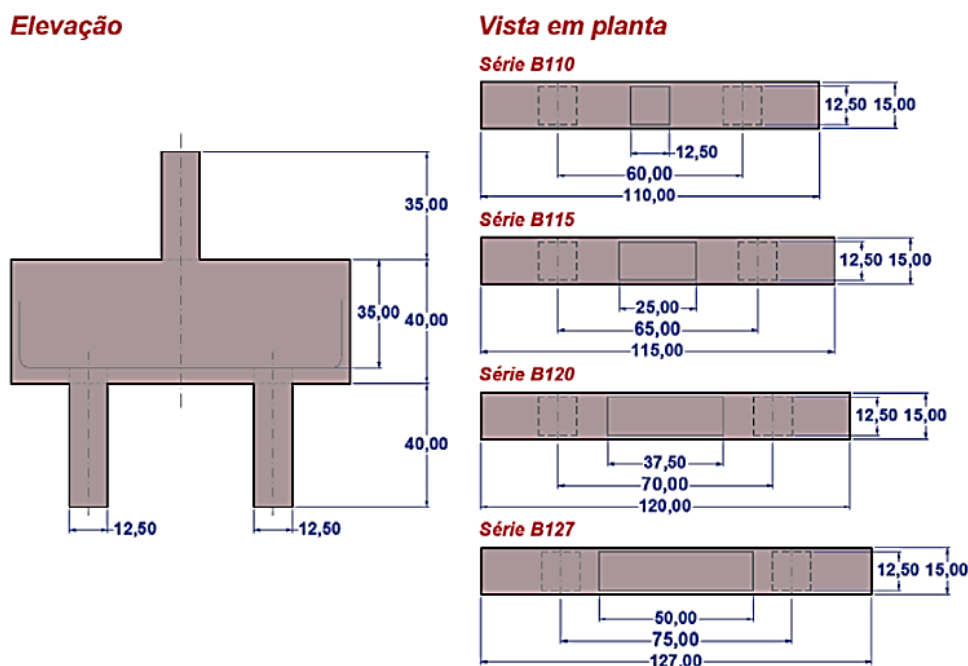


Fonte: Buttignol & Almeida (2012)

### 2.6.7 Estudo de Munhoz & Giongo (2017)

Como mencionado no item 2.2.3 do presente trabalho, o modelo de bielas e tirantes proposto por Fusco (2013), diferentemente dos outros modelos, considera que a geometria da seção transversal do pilar e a sua taxa de armadura longitudinal influenciam na distribuição das tensões de compressão. Buscando verificar experimentalmente as recomendações de Fusco (2013), Munhoz & Giongo (2017) ensaiou 12 blocos sobre duas estacas em escala 1:2. Os autores adotaram como variáveis de seu estudo a taxa de armadura longitudinal do pilar e a dimensão do pilar na direção do comprimento do bloco. A Figura 2.21 ilustra as dimensões dos blocos ensaiados por Munhoz & Giongo (2017).

Figura 2.21 – Blocos ensaiados por Munhoz & Giongo (2017) com dimensões em cm



Fonte: Munhoz & Giongo (2017)

Munhoz & Giongo (2017) instrumentaram os modelos com extensômetros em diferentes pontos da armadura principal do bloco, transdutores de deslocamento na face inferior do bloco e células de carga abaixo das estacas.

Segundo Munhoz & Giongo (2017), todos os blocos apresentaram comportamento semelhante, com o surgimento das primeiras fissuras na face inferior do bloco e, posteriormente, fissuras inclinadas na sua face lateral, paralelas à biela de compressão, que evoluíram até a ruína do modelo. Os autores observaram também, que a força nos tirantes se modificou com a variação

da seção transversal dos pilares e com as taxas de armadura dos mesmos, como sugerido por Fusco (2013), e que a deformação na armadura do tirante é maior no centro do bloco, diminuindo nas proximidades das estacas, como observado também por Adebar, Kuchma & Collins (1990), Sam & Iyer (1995), Delalibera (2006) e Buttignol & Almeida (2012). No entanto, Munhoz & Giongo (2017) não compararam os seus resultados com os parâmetros recomendados por Fusco (2013) e nem sugerem critérios que levem em conta, no dimensionamento e verificação de blocos, as variáveis mencionadas.

## 2.7 PESQUISAS EM BLOCOS SOBRE ESTACAS METÁLICAS

Como mencionado anteriormente, os estudos realizados em blocos sobre estacas metálicas são poucos e, portanto, não se tem clareza sobre alguns aspectos do comportamento mecânico de tais elementos. Por exemplo, não existem modelos analíticos estabelecidos que considerem a região de contato entre o bloco e a estaca metálica que, diferentemente das estacas de concreto, apresenta descontinuidades geométricas. No caso de estacas constituídas de perfil I, uma porção de concreto fica contida entre as abas, o que pode influenciar a formação das bielas comprimidas.

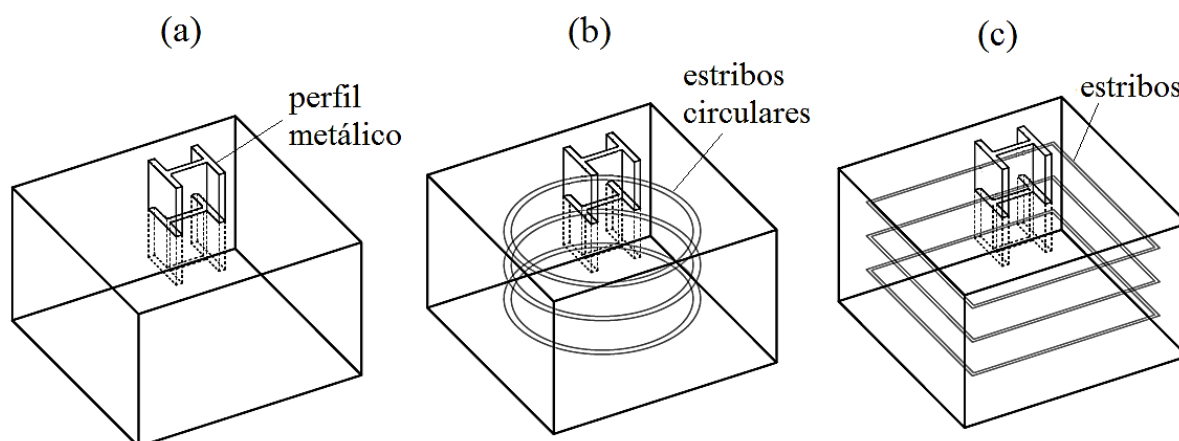
Podem-se citar os trabalhos de Shama, Mander & Aref (2002), Zhou *et al.* (2011) e Xiao & Chen (2013), que estudaram estacas metálicas submetidas à tração ou à força horizontal, simulando situação de sismo. Porém, como a presente pesquisa tem foco em blocos sobre estacas metálicas carregados pelo pilar, serão apresentados em maior detalhe estudos que abordaram esta situação ou uma semelhante.

### 2.7.1 *Estudo do State of Ohio Department of Highways (1947)*

A primeira pesquisa em blocos sobre estacas metálicas de que se tem notícia é a do *State of Ohio Department of Highways* (1947). De acordo com o relatório, na época, grande parte dos projetos de blocos sobre estacas metálicas eram realizados sobre a premissa de que é necessário o emprego de uma placa de aço no topo embutido dos perfis, com o objetivo de aliviar a concentração de tensões de compressão no concreto da região próxima às estacas.

No intuito de investigar a resistência da região de contato entre o concreto e as estacas metálicas quando estas são carregadas de forma a pressionar a estaca contra o bloco, o *State of Ohio Department of Highways* (1947) ensaiou 47 blocos sobre uma estaca metálica, divididos em 4 séries, variando diferentes parâmetros em cada série. A Figura 2.22 mostra um esquema dos blocos ensaiados e dos diferentes tipos de armação utilizados.

Figura 2.22 – Blocos ensaiados com: (a) somente o perfil embutido; (b) estribos circulares; (c) estribos segundo os lados



Fonte: Adaptado de *State of Ohio Department of Highways* (1947)

As características de cada série de ensaios foram:

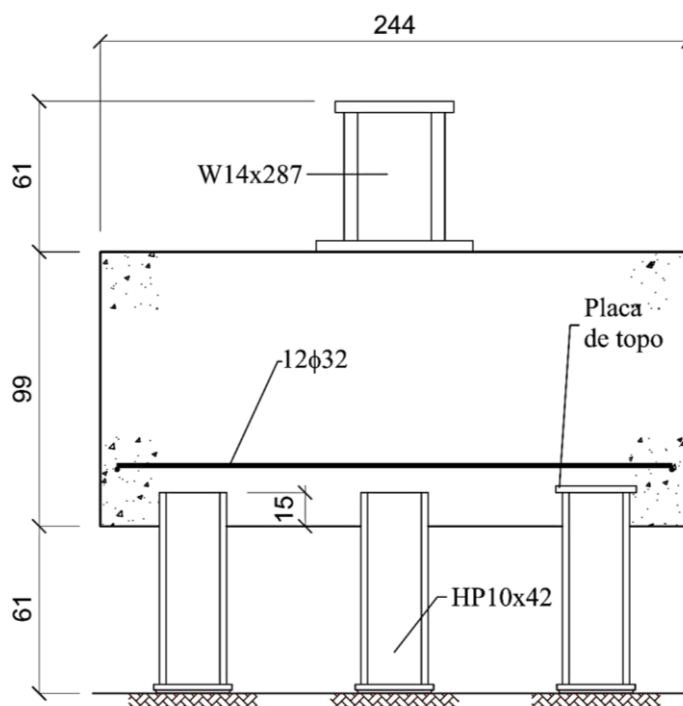
- a) Série A: 9 blocos em as variáveis foram o tipo de concreto e o tipo de perfil metálico. Toda a área do topo dos blocos foi apoiada sobre uma superfície metálica;
- b) Série B: 4 blocos em que as variáveis foram o comprimento de embutimento da estaca no bloco e as dimensões do perfil metálico. Os blocos foram apoiados pelas bordas sobre uma estrutura de madeira;
- c) Série C: 22 blocos em que as variáveis foram a altura do bloco, o comprimento de embutimento da estaca no bloco, o tipo de armação (estribos circulares ou estribos segundo os lados) e o tipo de arranjo da ligação entre bloco e estaca (com placa de aço no topo embutido dos perfis ou com os perfis diretamente sobre o concreto). Os blocos foram apoiados pelas bordas sobre uma estrutura de aço;
- d) Série D: 12 blocos em que as variáveis foram a altura do bloco, o tipo de armação (estribos circulares ou armadura em malha) e o tipo de arranjo da ligação entre bloco e estaca (com placa de aço no topo embutido dos perfis ou com os perfis diretamente sobre o concreto). Foi utilizado o mesmo tipo de apoio dos blocos da Série C.

O *State of Ohio Department of Highways* (1947) concluiu que a utilização de uma chapa no topo da estaca não aumenta a resistência da região de contato entre o concreto e a estaca metálica e, nos testes em que a falha ocorreu no concreto, a principal causa foi o aparecimento de tensões de tração transversais às tensões de compressão devido ao efeito de bloco parcialmente carregado.

### 2.7.2 Estudo de Slutter (1976)

Slutter (1976) ensaiou 2 blocos sobre seis estacas metálicas em que as variáveis foram a altura dos blocos e as taxas de armadura. Os seus espécimes foram construídos em escala real e a armação, nas duas direções, foi distribuída ao longo das dimensões do bloco. Em ambos os blocos foram utilizados como estacas os perfis metálicos HP10x42 e, no bloco com menor profundidade, foram colocadas placas metálicas sobre duas das estacas posicionadas na extremidade do bloco, na direção longitudinal. Para os pilares foram utilizados os perfis metálicos W14x287 e W14x314. A Figura 2.23 mostra o bloco de menor profundidade ensaiado por Slutter (1976), com as dimensões indicadas em centímetros.

Figura 2.23 – Bloco sobre seis estacas ensaiado por Slutter (1976) com dimensões em cm



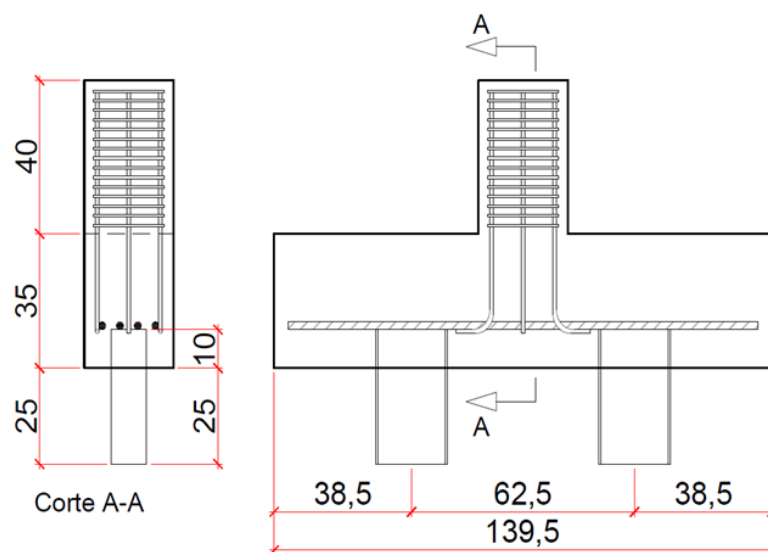
Fonte: Adaptado de Slutter (1976)

Como esperado, o bloco com maior altura apresentou maior rigidez e sua ruína ocorreu devido à falhas locais. Já no bloco com a menor altura, a ruptura se deu por falha na ancoragem da armadura principal. Também foram observadas fissuras nos cantos inferiores do bloco, próximas à sua extremidade, que de acordo com Slutter (1976), podem ser evitadas por meio da colocação de uma armadura de pele envolvendo o bloco. Ambos os blocos apresentaram um panorama fissuração semelhante ao de vigas parede. Slutter (1976) concluiu que o comprimento de embutimento de aproximadamente 15 cm foi adequado e que as placas metálicas colocadas sobre as estacas não melhoram o comportamento estrutural dos blocos.

### 2.7.3 Estudo de Tomaz (2018)

Tomaz (2018) analisou as tensões nodais em blocos sobre duas estacas metálicas. O autor ensaiou 4 blocos em escala real nos quais a variável foi o comprimento de embutimento das estacas no bloco. Foram empregados embutimentos de 10, 20 e 30 cm e, além disto, foi colocada uma chapa soldada no topo dos perfis em um dos blocos com 10 cm de embutimento. Foram utilizados, como estacas, os perfis W200x150, e os blocos foram armados somente com armadura principal concentrada na linha entre as estacas. O esquema de um dos protótipos ensaiados por Tomaz (2018), com o embutimento da estaca de 10 cm, pode ser visto na Figura 2.24.

Figura 2.24 – Modelo com embutimento de 10 cm ensaiado por Tomaz (2018) com dimensões em cm

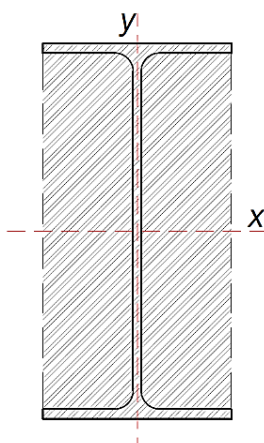


Fonte: Adaptado de Tomaz (2018)

Tomaz (2018) mediu as deformações na armadura longitudinal em diferentes pontos, a intensidade da força aplicada ao pilar, as deformações nas diferentes abas dos perfis metálicos e o deslocamento vertical no meio do vão do bloco. Para o cálculo das tensões nodais nas regiões superior, entre o pilar e o bloco, e inferior, entre o tirante e a biela de compressão, o autor utilizou o modelo de Blévyot & Frémy (1967), considerando, para todos os modelos, que a biela parte da região de contato entre o pilar e o bloco até a altura em que está posicionado o tirante, e não até a altura de embutimento da estaca. Portanto, Tomaz (2018) considerou, para todos os blocos, um ângulo de  $45^\circ$  entre a biela de compressão e o tirante. O autor concluiu que:

- i. Os blocos com maior comprimento de embutimento da estaca apresentaram menor capacidade portante e a ruína dos modelos com 10 e 20 cm de embutimento foi caracterizada por fendilhamento da biela. Já no modelo com 30 cm de embutimento, a ruína foi característica de punção;
- ii. A deformação no tirante variou ao longo de seu comprimento, sendo menor nas proximidades das estacas;
- iii. As abas opostas de um mesmo perfil apresentaram diferença considerável na deformação, o que indica que as estacas estão sujeitas à flexo-compressão;
- iv. Para o cálculo da tensão na região nodal próxima à estaca deve-se considerar, além da área do perfil metálico, uma área colaborante igual à área do concreto presente entre as abas do perfil, como ilustrado na Figura 2.25;
- v. A chapa soldada no topo das estacas aumentou a capacidade portante do bloco, diferentemente do que foi verificado pelos estudos do *State of Ohio Department of Highways* (1947) e de Slutter (1976).

Figura 2.25 – Área considerada para a região nodal inferior



Fonte: Adaptado de Tomaz (2018)

## 2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como foi discutido, modelos de bielas e tirantes conduzem a bons resultados quando se trata do dimensionamento seguro de blocos sobre estacas. Entretanto, existem poucos estudos na literatura técnica relacionados a blocos sobre estacas metálicas, sendo que as especificidades destes representam vasto campo a ser pesquisado com o fim de elaborarem-se modelos de cálculo que contemplem de forma realista os parâmetros que determinam o comportamento destes elementos. Os modelos abordados no presente trabalho foram os de Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991), Fusco (2013) e Meléndez *et al.* (2019).

De forma geral, as diretrizes normativas apresentam algumas recomendações construtivas e permitem o cálculo e dimensionamento de blocos sobre estacas por meio modelos de bielas e tirantes, sem a preferência por um modelo específico, ou modelos baseados na teoria de flexão. Nos modelos de bielas e tirantes, o principal parâmetro fixado pelas normas é o limite para as tensões nas regiões nodais. Para o caso específico de blocos sobre estacas metálicas, são encontradas somente algumas recomendações construtivas.

Como foi apresentado, o comportamento geral de blocos sobre estacas se caracteriza pela transmissão de forças do pilar às estacas por meio de bielas de compressão e ruína por fendilhamento da biela (tensões transversais de tração que geram fissuração) com esmagamento da região nodal superior próxima ao pilar, ou ruptura da região nodal inferior próxima à estaca. Os possíveis modos de falha de blocos sobre estacas, verificados na literatura, são:

- i. Por fendilhamento da biela (fissuras paralelas à biela) com esmagamento da região nodal superior;
- ii. Por fendilhamento da biela (fissuras paralelas à biela) com ruptura da região nodal inferior;
- iii. Por efeito de flexão, com escoamento da armadura;
- iv. Por punção (cisalhamento em duas direções) com penetração do pilar ou da estaca.

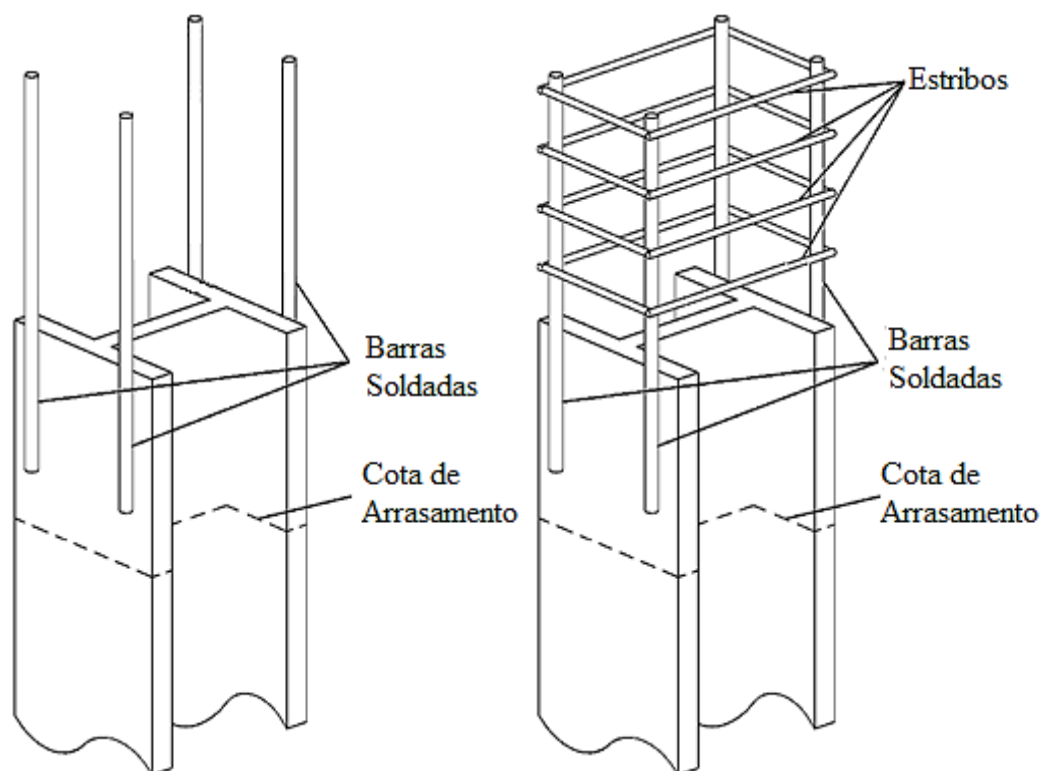
Podem-se citar como incertezas existentes até o momento, relacionadas ao comportamento estrutural e dimensionamento de blocos sobre estacas metálicas:

- Formato e dimensões das bielas de compressão;
- Influência de diferentes tipos de arranjo da ligação entre bloco e estaca metálica;

- Compatibilidade dos modelos analíticos existentes (concebidos mediante estudos de blocos sobre estacas de concreto) com blocos sobre estacas metálicas. Destaca-se a dúvida de como tratar a região nodal inferior, próxima à estaca, na qual existem descontinuidades geométricas e contato entre dois materiais de natureza muito diferente;
- Valores máximos de tensão a serem admitidos para as regiões nodais.

Buscando endereçar estas incertezas, no presente trabalho foram analisados a influência de dois tipos de arranjo da ligação entre o bloco e a estaca recomendados pela literatura – ligação por meio de barras soldadas ao perfil metálico, e ligação por meio de barras soldadas com estribos envolvendo-as (Figura 2.26) – e a compatibilidade de alguns dos modelos analíticos com blocos sobre estacas metálicas.

Figura 2.26 – Tipos de ligação da estaca metálica com o bloco por meio de barras soldadas e estribos



Fonte: O autor

### 3 ANÁLISE DE VARIÂNCIA

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Buscando identificar os fatores de maior influência sobre o comportamento estrutural de blocos em duas estacas metálicas de perfil I, foi desenvolvida uma análise de variância (ANOVA) sobre os resultados obtidos por meio de modelagens numéricas (computacionais). De acordo com Montgomery (2013), a análise de variância é uma ferramenta estatística utilizada para comparar resultados de diferentes tratamentos dados à uma unidade experimental.

A modelagem computacional permite que se analise o comportamento de uma determinada unidade experimental com economia de recursos financeiros e de tempo. No entanto, para que a modelagem computacional cumpra com o seu propósito de simular o comportamento natural da unidade experimental, é necessário que o modelo elaborado, com seus parâmetros e critérios, seja válido, o que pode ser feito por meio de comparações entre o comportamento do modelo numérico e o comportamento observado em experimentos já realizados.

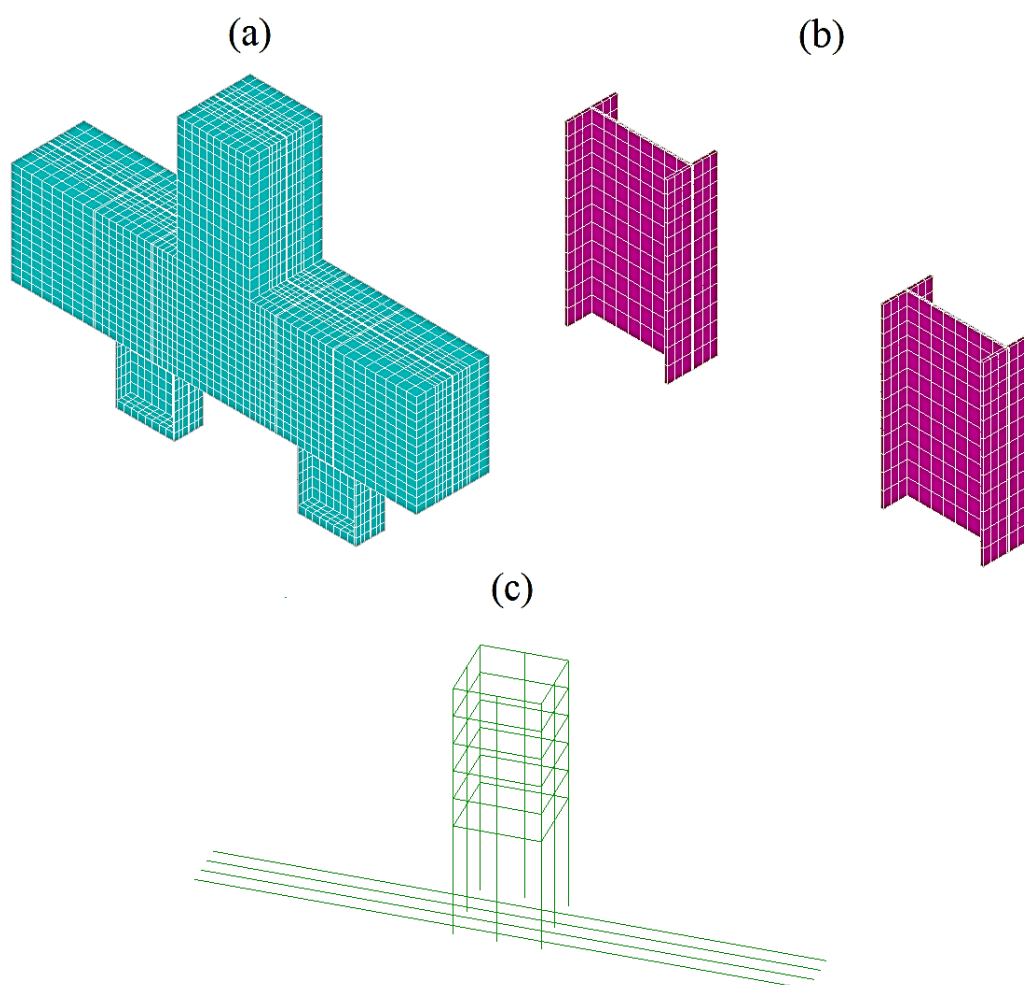
As modelagens numéricas deste trabalho foram realizadas por meio do programa de computador ANSYS®, que utiliza o método dos elementos finitos para resolver problemas estáticos. Na presente análise numérica foi modelado um dos blocos sobre duas estacas metálicas ensaiado por Tomaz (2018). Isto foi feito com o intuito de utilizar a correspondência entre os resultados numéricos e os resultados obtidos por Tomaz (2018) como forma de contribuir com a validade do modelo numérico.

O bloco escolhido para análise foi o que está ilustrado na Figura 2.24, que possuía 10 cm de embutimento do perfil metálico no bloco. De acordo com Tomaz (2018), este bloco foi dimensionado em concordância com as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) e com o modelo de Blévot & Frémy (1967), tendo ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal de 45°. Para maiores informações sobre os procedimentos de dimensionamento, execução e ensaio deste bloco, referir-se a Tomaz (2018).

### 3.2 PROPRIEDADES DO MODELO NUMÉRICO

Neste item são apresentadas as características principais dos modelos elaborados, bem como os resultados obtidos. Foram desenvolvidos, inicialmente, 4 modelos, variando-se entre eles somente o módulo de elasticidade do concreto do bloco e a forma de modelagem da armadura longitudinal. A Figura 3.1 ilustra os elementos finitos dos modelos analisados, com a nota de que os elementos de barra mostrados foram dos modelos que tiveram armadura longitudinal discretizada na malha de elementos finitos por meio de elementos de barra (um dos modelos teve a armadura modelada por meio de taxa volumétrica distribuída nos elementos finitos). Devido às descontinuidades geométricas do modelo a malha hexaédrica teve dimensões variáveis com elementos de 2,5 cm de lado em média.

Figura 3.1 – Malha de elementos finitos: (a) do modelo inteiro; (b) das estacas metálicas; (c) dos elementos de barra (armaduras)



Fonte: O autor

Verificou-se que, utilizando o módulo de elasticidade do concreto do bloco com valor igual ao obtido experimentalmente por Tomaz (2018), o modelo numérico apresenta rigidez maior que a rigidez do protótipo ensaiado experimentalmente, ou seja, o modelo numérico obteve deformações de menor intensidade para uma mesma carga. Este comportamento também foi observado nas modelagens computacionais de blocos sobre duas estacas realizadas por Delalibera (2006) e Buttignol & Almeida (2012) e pode ser atribuído à simulação de peças consideradas tridimensionais (possuem as três dimensões com mesma ordem de grandeza), os contatos existentes entre elementos com propriedades diferentes (pilar e bloco, bloco e estacas) e o comportamento do concreto quando fissurado e quando sujeito à estados de tensão planos ou triaxiais.

Para que o modelo numérico apresentasse rigidez condizente com a rigidez do modelo experimental, foi concebido um procedimento baseado nas hipóteses de concreto armado e nas recomendações de Branson (1977) para o cálculo de uma expressão de rigidez equivalente. Tal procedimento consiste em determinar um módulo de rigidez ( $E_{cs} \cdot I_c$ ) equivalente por meio da idealização do bloco como sendo uma viga bi-apoiada de vão igual à distância entre os eixos das estacas. Para tanto, as propriedades geométricas, relacionadas ao momento de inércia da seção ( $I_c$ ), são mantidas constantes, enquanto o valor do módulo de elasticidade do material concreto é minorado. A esse valor de módulo de elasticidade foi dado o nome de ‘módulo de elasticidade corrigido’ ( $E_{cor}$ ). Nota-se que somente o material do bloco teve o módulo de elasticidade minorado e, portanto, para os outros elementos contidos na modelagem (pilar, estacas metálicas e armadura longitudinal), foi considerado o módulo de elasticidade obtido experimentalmente por Tomaz (2018).

Foram desenvolvidos modelos com a armadura longitudinal simulada de duas formas: por meio de elementos de barra discretizados na malha de elementos finitos e por meio de taxa volumétrica distribuída. Isto foi feito considerando-se as complexidades do modelo previamente citadas, de forma que o fator “tipo de modelagem da armadura” não tenha influencia na resposta obtida.

Para mais detalhes sobre o cálculo do módulo de elasticidade corrigido ( $E_{cor}$ ) e sobre a descrição dos procedimentos e dos parâmetros empregados nas modelagens desenvolvidas, referir-se ao Anexo A deste trabalho. Além disto, a título de exemplo, o código em linguagem APDL da rotina de execução de um dos modelos pode ser visto no Anexo B.

A nomenclatura dos modelos desenvolvidos está de acordo com o que segue:

- a)  $BE_{ci}$  – Modelo com módulo de elasticidade do concreto do bloco de valor igual ao obtido experimentalmente por Tomaz (2018) e armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra;
- b)  $BE_{máx}$  – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor máximo e armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra;
- c)  $BE_{mín}$  – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra;
- d)  $BE_{mínTX}$  – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e armadura distribuída por taxa volumétrica nos elementos finitos.

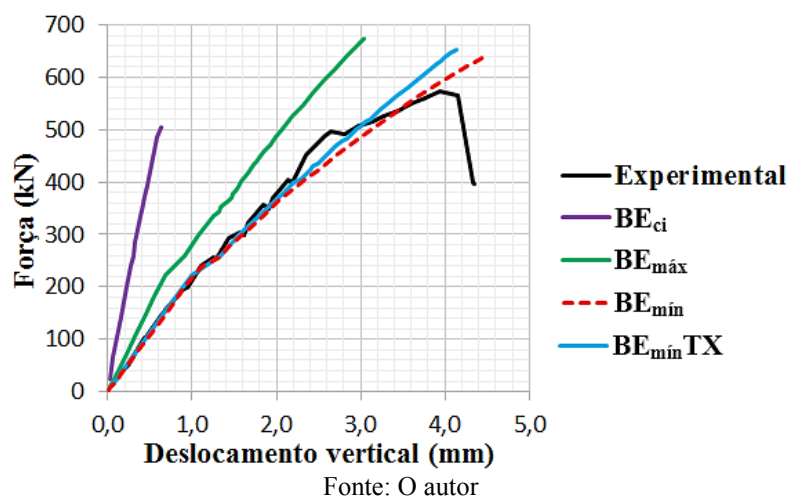
A Figura 3.2 apresenta as curvas de força versus deslocamento no centro geométrico da face inferior dos blocos analisados. Nota-se que os modelos  $BE_{mín}$  e  $BE_{mínTX}$  apresentaram resposta de boa correspondência com a resposta do bloco ensaiado por Tomaz (2018), o que evidencia que a utilização do módulo de elasticidade corrigido ( $E_{cor}$ ) aproximou o comportamento dos modelos numéricos ao do espécime testado experimentalmente. Foi observado também, que a modelagem da armadura longitudinal por meio de elementos de barra teve melhor resposta. As forças últimas dos modelos podem ser vistas na Tabela 3.1, em que:  $F_{u,numérico}$  é a força última do modelo numérico em kN;  $F_{u,experimental}$  é a força última do modelo experimental em kN. Nota-se que, novamente, o modelo  $BE_{mín}$  obteve melhor correspondência e, portanto, este foi o modelo numérico escolhido para a realização da análise de variância.

Tabela 3.1 – Análise comparativa das forças últimas

<b>Modelo</b>	<b><math>F_u</math> (kN)</b>	<b><math>F_{u, numérico} / F_{u, experimental}</math></b>
Experimental	578,65	-
$BE_{ci}$	505,10	0,87
$BE_{máx}$	674,00	1,16
$BE_{mín}$	643,99	1,11
$BE_{mínTX}$	652,57	1,13

Fonte: O autor

Figura 3.2 – Curvas de força versus deslocamento dos modelos analisados



### 3.3 DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS

Como apresentado no Capítulo 2 do presente trabalho, algumas variáveis que têm influência sobre o comportamento estrutural de blocos sobre estacas já foram estudadas por diversos autores, podendo ser destacadas algumas:

- Altura do bloco (ângulo de inclinação da biela de compressão em relação à horizontal);
- Área de aço da armadura longitudinal;
- Arranjo da armadura longitudinal;
- Tipo de ancoragem da armadura longitudinal;
- Utilização de armaduras adicionais;
- Geometria da seção transversal do pilar;
- Taxa de aço do pilar;
- Excentricidade da força;
- Resistência do concreto à compressão;
- Comprimento de embutimento da estaca no bloco;
- Arranjo da ligação da estaca com o bloco por meio de placas metálicas sobre as estacas.

Como o comportamento estrutural de blocos sobre estacas metálicas se assemelha ao de blocos sobre estacas de concreto, com a formação de bielas de compressão, tirantes de tração conectando as zonas nodais inferiores e tensões de tração transversais à biela, presume-se que a influência de algumas das variáveis já estudadas seja semelhante. Visando compreender a diferença entre o uso de estacas de concreto e estacas metálicas, assim como propor

recomendações construtivas para a região de contato da estaca metálica com o bloco, buscou-se, no presente trabalho, estudar variáveis associadas às estacas metálicas. Então, foram escolhidas para o estudo estatístico, as seguintes variáveis:

- a) Comprimento de embutimento da estaca no bloco;
- b) Resistência do concreto à compressão;
- c) Barras soldadas na estaca metálica, paralelamente ao eixo da mesma;
- d) Barras soldadas na estaca metálica com estribos ao longo do comprimento das barras (Figura 2.26).

As variáveis comprimento de embutimento da estaca metálica no bloco e arranjo de ligação da estaca com o bloco por meio de chapas metálicas no topo das estacas foram estudadas por Tomaz (2018) em blocos sobre duas estacas. A variável comprimento de embutimento da estaca no bloco foi escolhida neste trabalho com o intuito verificar as conclusões obtidas por Tomaz (2018), enquanto as variáveis relacionadas às armaduras complementares barras soldadas e barras soldadas com estribos foram escolhidas para se examinar a influência destes tipos de arranjo, que foram sugeridas por alguns autores. A variável dependente escolhida foi a força de ruína do modelo, ou seja, a maior força que o modelo foi capaz de suportar.

Definidas as variáveis de análise, foi realizado um planejamento experimental, delineando dois grandes grupos de análise:

- Grupo 1: blocos com variação no comprimento de embutimento, na resistência à compressão e na quantidade de barras soldadas aos perfis, sem a influência de estribos ao longo destas barras;
- Grupo 2: blocos com variação no comprimento de embutimento, na resistência à compressão, na quantidade de barras soldadas, e na presença ou não de estribos ao longo das barras soldadas.

Para a variável comprimento de embutimento foram adotadas as dimensões 5 cm, 10 cm e 20 cm, por serem valores comumente utilizados na prática. Pelo mesmo motivo, foram escolhidos para a variável resistência do concreto à compressão os valores de 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa. Já para a variável barras soldadas no perfil, as quantidades adotadas tiveram base no tamanho das abas dos perfis, que recebem as barras, sendo adotadas, para o Grupo 1, os valores 0 barras, 4 barras e 6 barras e, para o Grupo 2, 2 barras, 4 barras e 6 barras. Foi necessário adotar no mínimo duas barras no Grupo 2 pois os estribos ao longo das barras soldadas precisam ser amarrados às mesmas. Para a variável estribos ao longo das barras soldadas considerou-se

as configurações com e sem estribos, com o espaçamento entre estribos de 5 cm na configuração em que estes foram empregados.

Na determinação do módulo de elasticidade dos modelos elaborados para a análise de variância, foi estabelecido um coeficiente de correção ( $\beta$ ), calculado pela Equação 3.1. Este coeficiente corresponde à relação entre o módulo de elasticidade corrigido ( $E_{cor}$ ) do modelo BE<sub>min</sub>, de valor 963,0 MPa, e o módulo de elasticidade secante, calculado de acordo com Equação 3.2, fornecida pela ABNT NBR 6118 (2014), em que  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto do modelo BE<sub>min</sub>.

$$\beta = \frac{E_{cor}}{E_{cs}} \quad (3.1)$$

$$E_{cs} = 1,2 \cdot \left( 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_c}{80} \right) \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.2)$$

Para o cálculo de  $\beta$ , foram considerados o agregado graúdo como basáltico e a resistência à compressão do concreto do bloco do modelo BE<sub>min</sub>, de valor 17,95 MPa. Assim, obteve-se um coeficiente  $\beta$  igual a 0,04. Com isto, o módulo de elasticidade empregado nos modelos numéricos da análise de variância foi igual ao coeficiente  $\beta$  multiplicado pelo módulo de elasticidade secante, calculado com a Equação 3.2 para cada modelo. Observa-se que este módulo de elasticidade depende da resistência à compressão do concreto do modelo e, portanto, como este parâmetro é uma das variáveis do estudo, o módulo de elasticidade dos modelos também foi variável.

### 3.4 RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS

Os resultados obtidos para modelos dos Grupo 1 e 2 estão mostrados nas Tabelas 3.2 e 3.3, respectivamente, em que: Emb é o comprimento de embutimento da estaca no bloco em cm;  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto do bloco em MPa;  $A_{s,sold}$  é a quantidade de barras soldadas em cada perfil do bloco;  $A_{s,estr}$  indica a presença ou não dos estribos amarrados às barras soldadas;  $F_{u,numérico}$  é a força última observada no modelo numérico em kN;  $F_{u,analítico}$  é a força última calculada por meio do modelo de Blévo & Frémy (1967) em kN, sendo desconsiderados os coeficientes de segurança. Nota-se que cada linha das tabelas mencionadas

representa um modelo numérico, com um total de 63 modelos numéricos diferentes. Além disto, para o cálculo da área da estaca, necessária na determinação de  $F_{u,analítico}$ , foi adotada a recomendação de Tomaz (2018), onde se considera todo o retângulo que envolve a seção transversal do perfil metálico.

Tabela 3.2 – Variáveis do Grupo 1

<b>Emb (cm)</b>	<b><math>f_c</math> (MPa)</b>	<b><math>A_{s,sold}</math></b>	<b><math>F_{u,numérico}</math> (kN)</b>	<b><math>F_{u,analítico}</math> (kN)</b>	<b><math>F_{u,numérico}/</math> <math>F_{u,analítico}</math></b>
5	25	0	875,2	588,2	1,49
10	25	0	880,8	498,4	1,77
20	25	0	832,7	263,8	3,16
5	35	0	1091,1	823,4	1,33
10	35	0	1085,4	697,7	1,56
20	35	0	1061,5	369,3	2,87
5	45	0	1263,1	1058,7	1,19
10	45	0	1182,3	897,1	1,32
20	45	0	1185,0	474,8	2,50
5	25	4	838,6	588,2	1,43
10	25	4	820,8	498,4	1,65
20	25	4	794,9	263,8	3,01
5	35	4	1061,7	823,4	1,29
10	35	4	1054,2	697,7	1,51
20	35	4	1036,7	369,3	2,81
5	45	4	1262,9	1058,7	1,19
10	45	4	1199,6	897,1	1,34
20	45	4	1137,9	474,8	2,40
5	25	6	782,9	588,2	1,33
10	25	6	851,8	498,4	1,71
20	25	6	834,3	263,8	3,16
5	35	6	1059,2	823,4	1,29
10	35	6	1061,5	697,7	1,52
20	35	6	981,9	369,3	2,66
5	45	6	1263,3	1058,7	1,19
10	45	6	1201,4	897,1	1,34
20	45	6	1166,8	474,8	2,46

Fonte: O autor

Tabela 3.3 – Variáveis do Grupo 2

Emb (cm)	$f_c$ (MPa)	$A_{s,sold}$	$A_{s,estr}$	$F_{u,numérico}$ (kN)	$F_{u,analítico}$ (kN)	$F_{u,numérico}/$ $F_{u,analítico}$
5	25	2	Sem	812,4	588,2	1,38
10	25	2	Sem	849,3	498,4	1,70
20	25	2	Sem	844,1	263,8	3,20
5	35	2	Sem	1023,3	823,4	1,24
10	35	2	Sem	1071,1	697,7	1,54
20	35	2	Sem	1016,3	369,3	2,75
5	45	2	Sem	1248,5	1058,7	1,18
10	45	2	Sem	1182,4	897,1	1,32
20	45	2	Sem	1165,0	474,8	2,45
5	25	4	Sem	838,6	588,2	1,43
10	25	4	Sem	820,8	498,4	1,65
20	25	4	Sem	794,9	263,8	3,01
5	35	4	Sem	1061,7	823,4	1,29
10	35	4	Sem	1054,2	697,7	1,51
20	35	4	Sem	1036,7	369,3	2,81
5	45	4	Sem	1262,9	1058,7	1,19
10	45	4	Sem	1199,6	897,1	1,34
20	45	4	Sem	1137,9	474,8	2,40
5	25	6	Sem	782,9	588,2	1,33
10	25	6	Sem	851,8	498,4	1,71
20	25	6	Sem	834,3	263,8	3,16
5	35	6	Sem	1059,2	823,4	1,29
10	35	6	Sem	1061,5	697,7	1,52
10	35	6	Sem	981,9	369,3	2,66
20	35	6	Sem	1263,3	1058,7	1,19
5	45	6	Sem	1201,4	897,1	1,34
10	45	6	Sem	1166,8	474,8	2,46
20	45	6	Sem	812,4	588,2	1,38
5	25	2	Com	853,1	498,4	1,71
10	25	2	Com	845,8	263,8	3,21
20	25	2	Com	1087,1	823,4	1,32
5	35	2	Com	1075,8	697,7	1,54
10	35	2	Com	1057,0	369,3	2,86
20	35	2	Com	1219,5	1058,7	1,15
5	45	2	Com	1219,5	897,1	1,36
10	45	2	Com	1125,5	474,8	2,37
20	45	2	Com	790,8	588,2	1,34
5	25	4	Com	852,4	498,4	1,71
10	25	4	Com	814,7	263,8	3,09
20	25	4	Com	1071,7	823,4	1,30
5	35	4	Com	1068,0	697,7	1,53
10	35	4	Com	1005,9	369,3	2,72
20	35	4	Com	1263,6	1058,7	1,19
5	45	4	Com	1236,0	897,1	1,38
10	45	4	Com	1096,0	474,8	2,31
20	45	4	Com	762,1	588,2	1,30
5	25	6	Com	776,8	498,4	1,56
10	25	6	Com	843,3	263,8	3,20
20	25	6	Com	1027,2	823,4	1,25
5	35	6	Com	1066,6	697,7	1,53
10	35	6	Com	1062,0	369,3	2,88
20	35	6	Com	1263,9	1058,7	1,19
5	45	6	Com	1158,6	897,1	1,29
10	45	6	Com	1116,4	474,8	2,35
20	45	6	Com	812,4	588,2	1,38

Fonte: O autor

### 3.5 FORMULAÇÃO DA ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Sejam  $A$ ,  $B$  e  $C$  os fatores em análise e  $a$ ,  $b$  e  $c$ , a quantidade de variações de cada um desses fatores, existirão  $a \times b \times c \times n$  combinações possíveis de tratamentos para uma dada unidade experimental, onde  $n$  é o número de réplicas.

De acordo com Montgomery (2013), para verificar a relevância de um determinado fator (ou da combinação de diferentes fatores) pela análise de variância, faz-se a relação entre a média dos quadrados do fator pela média dos quadrados dos erros ( $F_0$ ). Em seguida, aplica-se o teste  $F$  e  $F_0$  é comparado com um valor de  $F_{\text{crítico}}$ , advindo da função  $F$ . Se o valor de  $F_0$  de um fator for maior que seu correspondente  $F_{\text{crítico}}$ , significa que esse fator tem influência sobre a variável dependente, dada uma certa confiança. Caso contrário, se diz que esse fator não tem influência sobre a variável dependente analisada. A Tabela 3.4 apresenta a formulação geral de uma ANOVA com 3 fatores e todas possíveis interações entre os fatores, em que  $\alpha$  é o grau de confiabilidade adotado. Observa-se que, para a utilização da formulação apresentada na Tabela 3.4, com todas as possíveis interações entre os fatores, o número de réplicas ( $n$ ) deve ser maior ou igual a dois. Como não houve realização de réplicas no presente estudo estatístico, utilizou-se um modelo de ANOVA sem interação entre três fatores, o que faz com que o grau de liberdade do erro seja diferente de zero.

As somas dos quadrados dos diferentes fatores dados na Tabela 3.4 são calculadas por meio das Equações 3.3 até 3.11.

$$SS_A = \frac{1}{bcn} \sum_{i=1}^a y_{i...}^2 - \frac{y_{....}^2}{abcn} \quad (3.3)$$

$$SS_B = \frac{1}{acn} \sum_{j=1}^b y_{.j..}^2 - \frac{y_{....}^2}{abcn} \quad (3.4)$$

$$SS_C = \frac{1}{abn} \sum_{k=1}^c y_{...k}^2 - \frac{y_{....}^2}{abcn} \quad (3.5)$$

Tabela 3.4 – Formulação geral de ANOVA com três fatores

Fatores	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F <sub>0</sub>	F <sub>crítico</sub>
<i>A</i>	SS <sub>A</sub>	<i>a</i> – 1	$MS_A = \frac{SS_A}{(a - 1)}$	$\frac{MS_A}{MS_E}$	F <sub>α,a-1,abc(n-1)</sub>
<i>B</i>	SS <sub>B</sub>	<i>b</i> – 1	$MS_B = \frac{SS_B}{(b - 1)}$	$\frac{MS_B}{MS_E}$	F <sub>α,b-1,abc(n-1)</sub>
<i>C</i>	SS <sub>C</sub>	<i>c</i> – 1	$MS_C = \frac{SS_C}{(c - 1)}$	$\frac{MS_C}{MS_E}$	F <sub>α,c-1,abc(n-1)</sub>
<i>A</i> × <i>B</i>	SS <sub>AB</sub>	( <i>a</i> – 1)( <i>b</i> – 1)	$MS_{AB} = \frac{SS_{AB}}{(a - 1)(b - 1)}$	$\frac{MS_{AB}}{MS_E}$	⋮
<i>A</i> × <i>C</i>	SS <sub>AC</sub>	( <i>a</i> – 1)( <i>c</i> – 1)	$MS_{AC} = \frac{SS_{AC}}{(a - 1)(c - 1)}$	$\frac{MS_{AC}}{MS_E}$	⋮
<i>B</i> × <i>C</i>	SS <sub>BC</sub>	( <i>b</i> – 1)( <i>c</i> – 1)	$MS_{BC} = \frac{SS_{BC}}{(b - 1)(c - 1)}$	$\frac{MS_{BC}}{MS_E}$	⋮
<i>A</i> × <i>B</i> × <i>C</i>	SS <sub>ABC</sub>	( <i>a</i> – 1)( <i>b</i> – 1)( <i>c</i> – 1)	$MS_{ABC} = \frac{SS_{ABC}}{(a - 1)(b - 1)(c - 1)}$	$\frac{MS_{ABC}}{MS_E}$	⋮
Erro	SS <sub>E</sub>	abc( <i>n</i> – 1)	$MS_E = \frac{SS_E}{abc(n - 1)}$	-	-
Total	SS <sub>T</sub>	abcn – 1	-	-	-

Fonte: Adaptado de Montgomery (2013)

$$SS_{AB} = \frac{1}{cn} \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b y_{ij..}^2 - \frac{y_{....}^2}{abcn} - SS_A - SS_B \quad (3.6)$$

$$SS_{AC} = \frac{1}{bn} \sum_{i=1}^a \sum_{k=1}^c y_{i.k.}^2 - \frac{y_{....}^2}{abcn} - SS_A - SS_C \quad (3.7)$$

$$SS_{BC} = \frac{1}{an} \sum_{j=1}^b \sum_{k=1}^c y_{.jk.}^2 - \frac{y_{....}^2}{abcn} - SS_B - SS_C \quad (3.8)$$

$$SS_{ABC} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \sum_{k=1}^c y_{ijk.}^2 - \frac{y_{....}^2}{abcn} - SS_A - SS_B - SS_C - SS_{AB} - SS_{AC} - SS_{BC} \quad (3.9)$$

$$SS_T = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \sum_{k=1}^c \sum_{l=1}^n y_{ijkl}^2 - \frac{y_{...}^2}{abcn} \quad (3.10)$$

$$SS_E = SS_T - (SS_A + SS_B + SS_C + SS_{AB} + SS_{AC} + SS_{BC} + SS_{ABC}) \quad (3.11)$$

### 3.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir dos resultados obtidos, mostrados nas Tabelas 3.2 e 3.3, foram desenvolvidas duas análises de variância, uma para cada grupo de análise. As Tabelas 3.5 e 3.6 apresentam as análises de variância dos grupos 1 e 2, respectivamente. Adotou-se, para todas as análises, um nível de significância fixo de 5%.

Tabela 3.5 – Análise de variância: Grupo 1

<b>Fatores</b>	<b>Soma dos quadrados</b>	<b>Graus de liberdade</b>	<b>Média dos quadrados</b>	<b>F<sub>0</sub></b>	<b>F<sub>crítico</sub></b>
Emb	12480,0	2	6240,0	<b>10,34</b>	4,46
f <sub>c</sub>	630526,2	2	315263,1	<b>522,46</b>	4,46
A <sub>s,sold</sub>	4704,3	2	2352,3	3,90	4,46
Emb × f <sub>c</sub>	8191,0	4	2047,8	3,39	3,84
Emb × A <sub>s,sold</sub>	1164,9	4	291,2	0,48	3,84
f <sub>c</sub> × A <sub>s,sold</sub>	2253,6	4	563,4	0,93	3,84
Erro	4827,3	8	603,4	-	-
Total	664147,6	26	-	-	-

Fonte: O autor

A partir dos resultados da análise de variância do Grupo 1 constatou-se que, dentro dos limites adotados para os fatores estudados, com um nível de certeza de 95%, somente os fatores embutimento da estaca (Emb) e resistência do concreto à compressão (f<sub>c</sub>) influenciaram na força última dos blocos. Tal resultado está de acordo com o esperado, já que o embutimento da estaca está relacionado com o ângulo de inclinação das bielas de compressão (θ), que é um parâmetro determinante em todos os modelos de cálculo encontrados na literatura, o que também ocorre para a resistência à compressão do concreto. Além disso, os resultados obtidos corroboraram com os estudos de Tomaz (2018), que constatou experimentalmente a relevância do embutimento em blocos sobre duas estacas metálicas. Por fim, os resultados mostram que as

barras soldadas nos perfis metálicos ( $A_{s,sold}$ ) não contribuíram com a capacidade portante dos blocos, e que as interações entre os fatores também não tiveram influência.

Tabela 3.6 – Análise de variância: Grupo 2

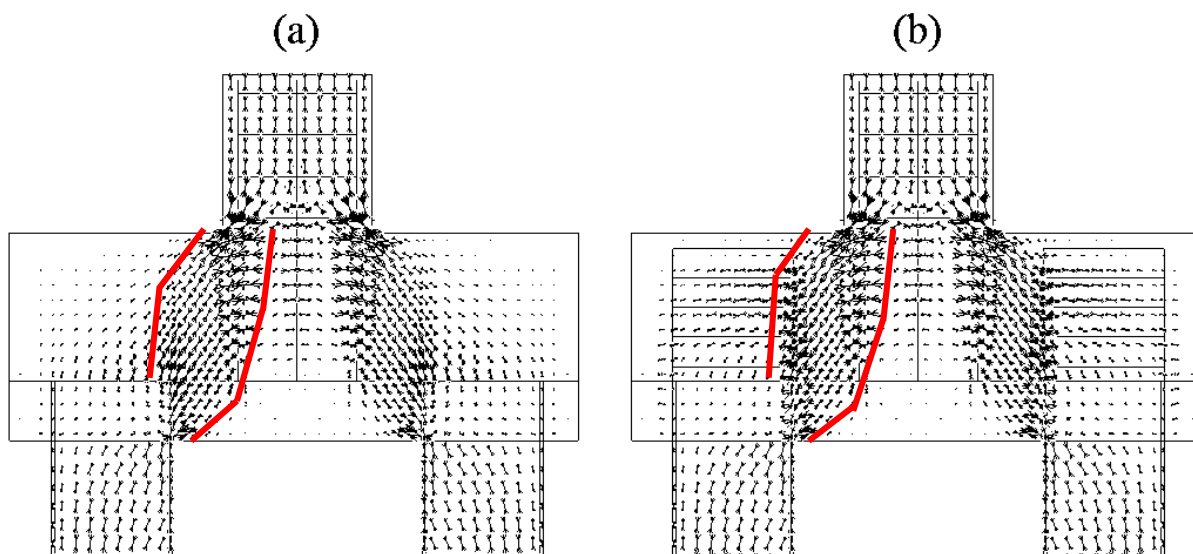
Fatores	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	$F_0$	$F_{crítico}$
Emb	17222,3	2	8611,2	<b>14,43</b>	3,34
$f_c$	1284272,1	2	642136,0	<b>1076,06</b>	3,34
$A_{s,sold}$	1449,4	2	724,7	1,21	3,34
$A_{s,estr}$	48,0	1	48,0	0,08	4,20
$Emb \times f_c$	34519,4	4	8629,8	<b>14,46</b>	2,71
$Emb \times A_{s,sold}$	4249,5	4	1062,4	1,78	2,71
$Emb \times A_{s,estr}$	135,3	2	67,7	0,11	3,34
$f_c \times A_{s,sold}$	1443,4	4	360,8	0,60	2,71
$f_c \times A_{s,estr}$	2553,9	2	1277,0	2,14	3,34
$A_{s,sold} \times A_{s,estr}$	1224,4	2	612,2	1,03	3,34
Erro	16708,9	28	596,7	-	-
Total	1363826,8	53	-	-	-

Fonte: O autor

A ANOVA do Grupo 2, mostrada na Tabela 3.6, conduziu a resultados semelhantes. Sob as condições definidas para os modelos do Grupo 2, constatou-se que, com 95% de significância, os fatores embutimento (Emb) e resistência à compressão ( $f_c$ ) tiveram influência significativa na capacidade portante dos blocos. Diferentemente dos resultados obtidos no Grupo 1, aqui se observou que a interação entre estes dois fatores ( $Emb \times f_c$ ) tem relevância.

Tanto as barras soldadas nos perfis ( $A_{s,sold}$ ) quanto as armaduras em estribos ( $A_{s,estr}$ ) não tiveram influência na força de ruína dos blocos. A Figura 3.3 mostra o fluxo das tensões principais de compressão nos modelos sem nenhuma armadura complementar ( $Bf_c25Emb10A_{s,sold}0$ ) e com o máximo de armaduras complementares ( $Bf_c25Emb10A_{s,sold}6A_{s,estr}$ ), ambos com  $f_c$  igual a 25 MPa e embutimento de 10 cm. Observa-se que a distribuição de tensões dos dois modelos foi similar, com tensões de compressão solicitando a aba mais interna do perfil de forma mais intensa e, além disto, houve um leve alargamento das bielas de compressão no modelo que possui armaduras complementares.

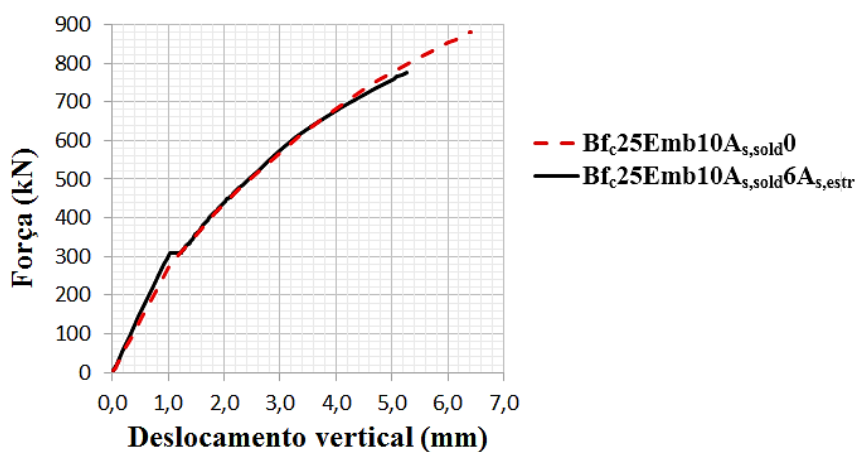
Figura 3.3 – Tensões principais de compressão: (a)  $Bf_c25Emb10A_{s,sold}0$ ;  
(b)  $Bf_c25Emb10A_{s,sold}6A_{s,estr}$



Fonte: O autor

A Figura 3.4 mostra as curvas de forças versus deslocamento no centro geométrico da face inferior dos modelos  $Bf_c25Emb10A_{s,sold}0$  e  $Bf_c25Emb10A_{s,sold}6A_{s,estr}$ . Como se pode observar, ambos os modelos apresentaram uma resposta praticamente idêntica.

Figura 3.4 – Curvas de forças versus deslocamento dos modelos

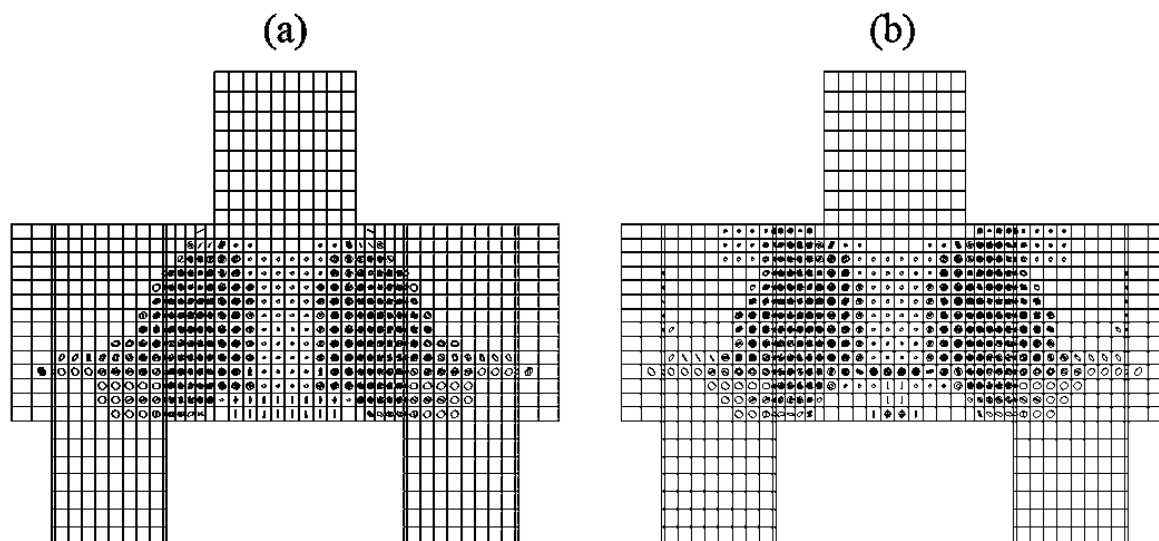


Fonte: O autor

A Figura 3.5 apresenta o panorama de fissuração dos mesmos modelos. Observa-se que as armaduras complementares distribuíram com maior eficiência as fissuras próximas ao pilar, na parte superior do bloco, bem como diminuíram a fissuração que ocorre no centro da face inferior do bloco. Contudo, ressalta-se que a diferença entre as respostas dos modelos citados foi

pequena e, portanto, somente com base nos resultados descritos não se pode afirmar que as armaduras complementares melhoraram o comportamento mecânico dos blocos.

Figura 3.5 – Panorama de fissuração: (a) Bf<sub>c</sub>25Emb10A<sub>s,sold</sub>0; (b) Bf<sub>c</sub>25Emb10A<sub>s,sold</sub>6A<sub>s,estr</sub>

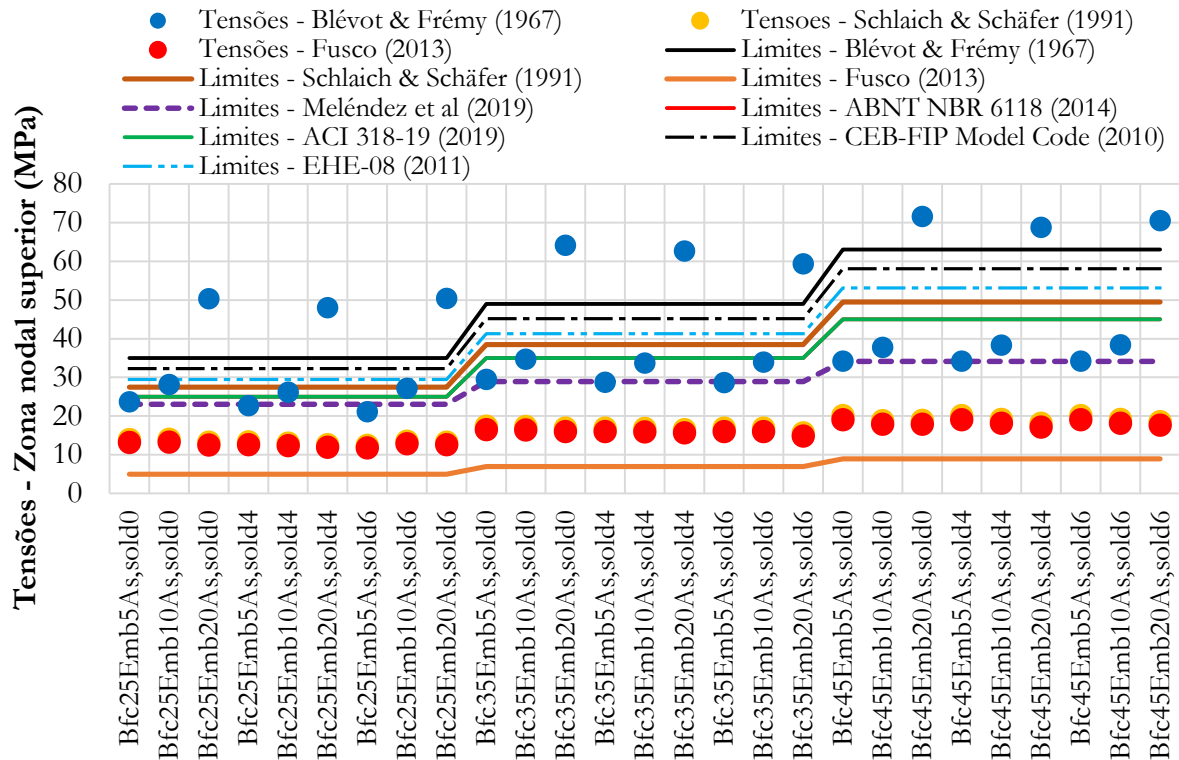


Fonte: O autor

As Figuras 3.6 e 3.7 mostram a análise comparativa entre as tensões nodais dos modelos do Grupo 1 no instante da ruína (representadas pelos pontos), calculadas por meio dos modelos de Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013) e as máximas tensões nodais (limites, representados pelas retas) recomendadas pela literatura técnica. Já as Figuras 3.8 a 3.11 apresentam a mesma análise para os modelos do Grupo 2. Observa-se que as tensões foram calculadas por meio das Equações 2.1, 2.2, 2.4, 2.5, 2.8 e 2.9, enquanto os limites foram calculados por meio dos valores mostrados na Tabela 2.10.

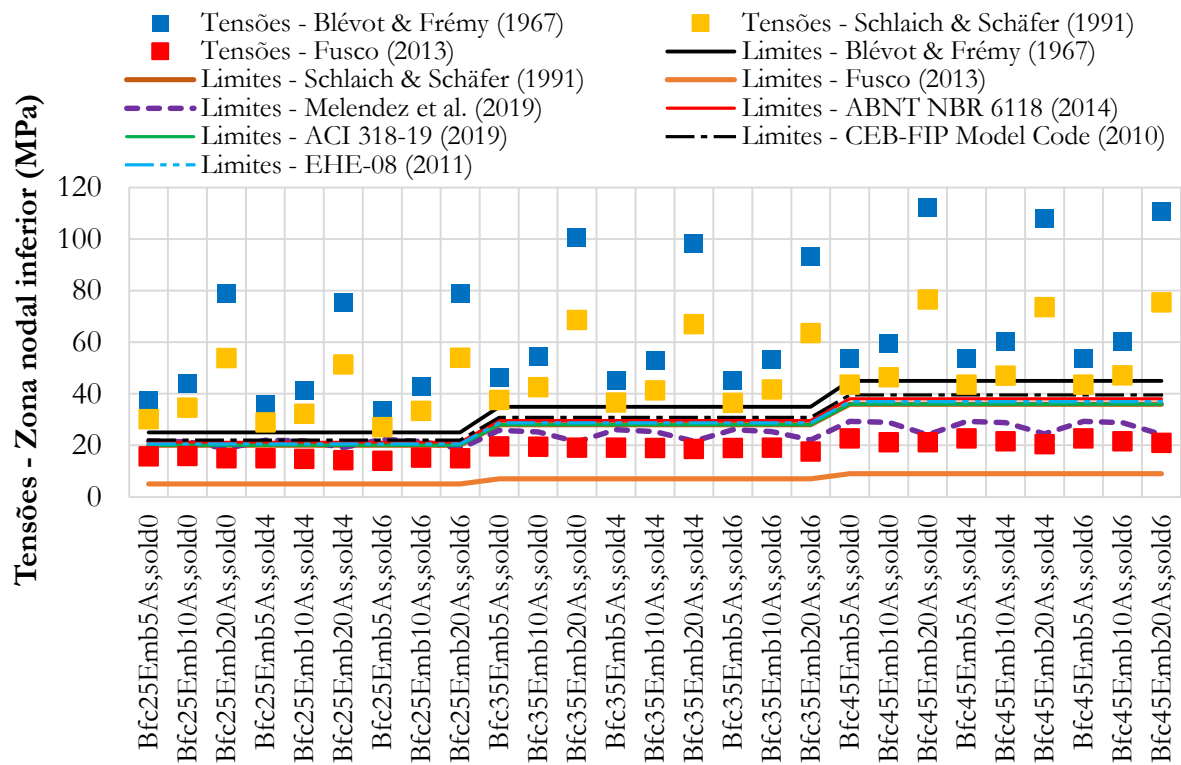
Foi verificado que os valores máximos recomendados pelas normas para a região nodal inferior são próximos, enquanto para a região nodal superior os valores tiveram maior discrepância, sendo que o CEB-FIP *Model Code* 2010 (2012) foi a norma mais permissiva (maiores valores) com relação ao limite para as tensões nodais em ambas as regiões e, como já mostrado na Tabela 2.10, os maiores valores limites para as tensões foram os dos autores Blévot & Frémy (1967). Se comparados com os valores máximos para as tensões sugeridos pelo ACI 318-19 (2019), que foi a norma mais conservadora dentre as analisadas, os valores recomendados por Blevót & Frémy (1967) foram 47% maiores para a zona nodal inferior e 65% maiores para a zona nodal superior.

Figura 3.6 – Análise de tensões: zona nodal superior dos modelos do Grupo 1



Fonte: O autor

Figura 3.7 – Análise de tensões: zona nodal inferior dos modelos do Grupo 1



Fonte: O autor

Figura 3.8 – Análise de tensões: zona nodal superior dos modelos do Grupo 2 (sem  $A_{s,estr}$ )

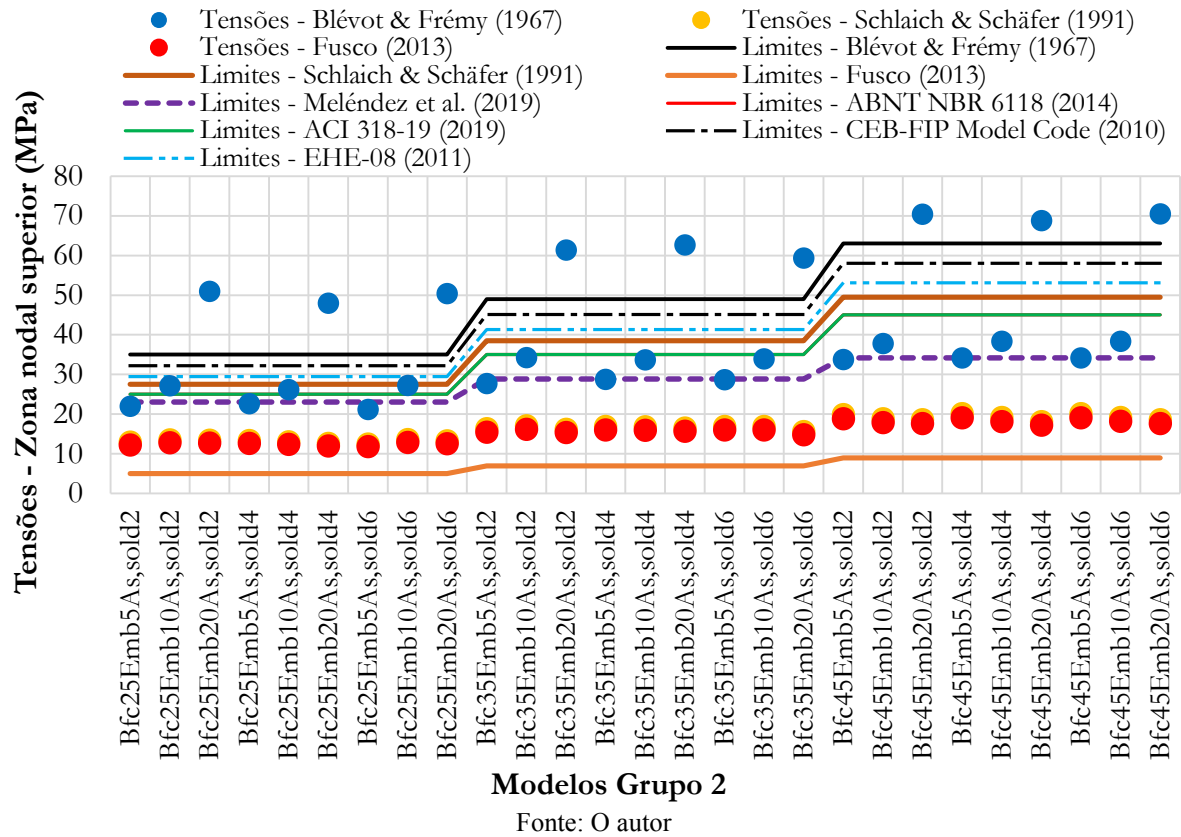


Figura 3.9 – Análise de tensões: zona nodal inferior dos modelos do Grupo 2 (sem  $A_{s,estr}$ )

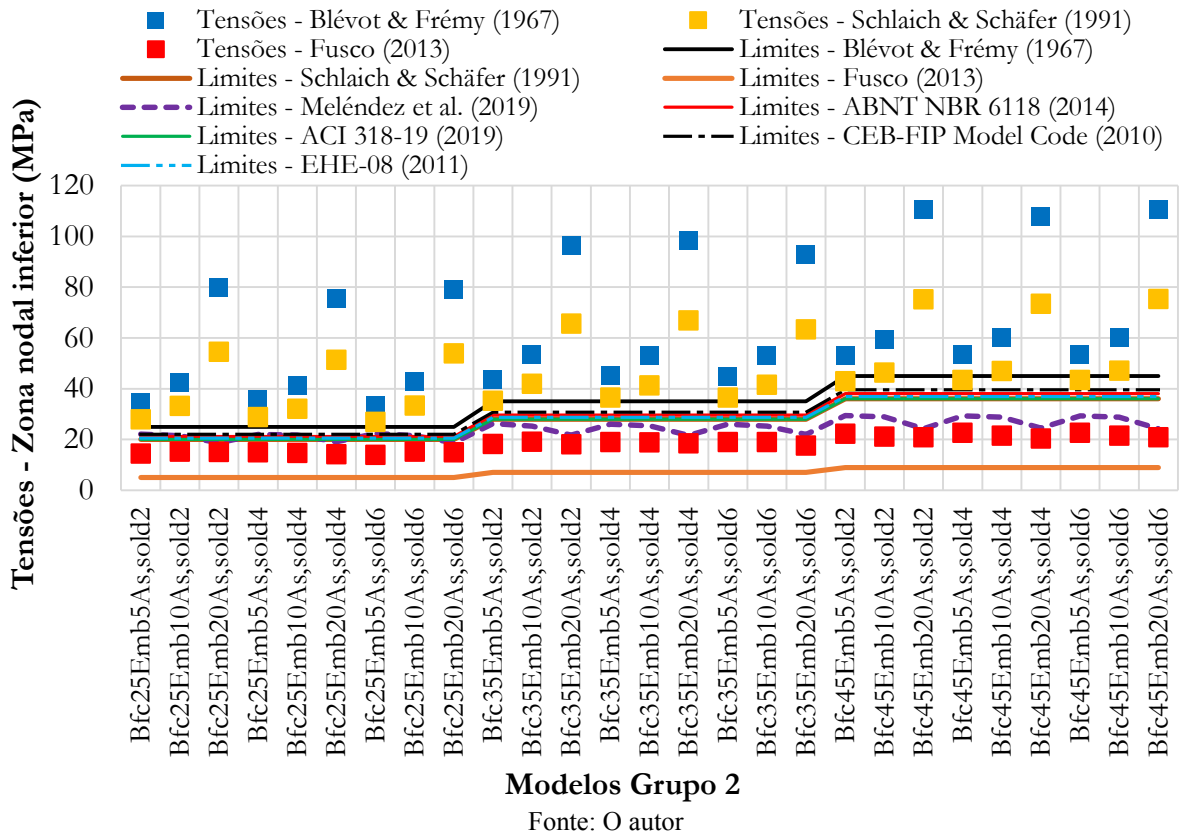
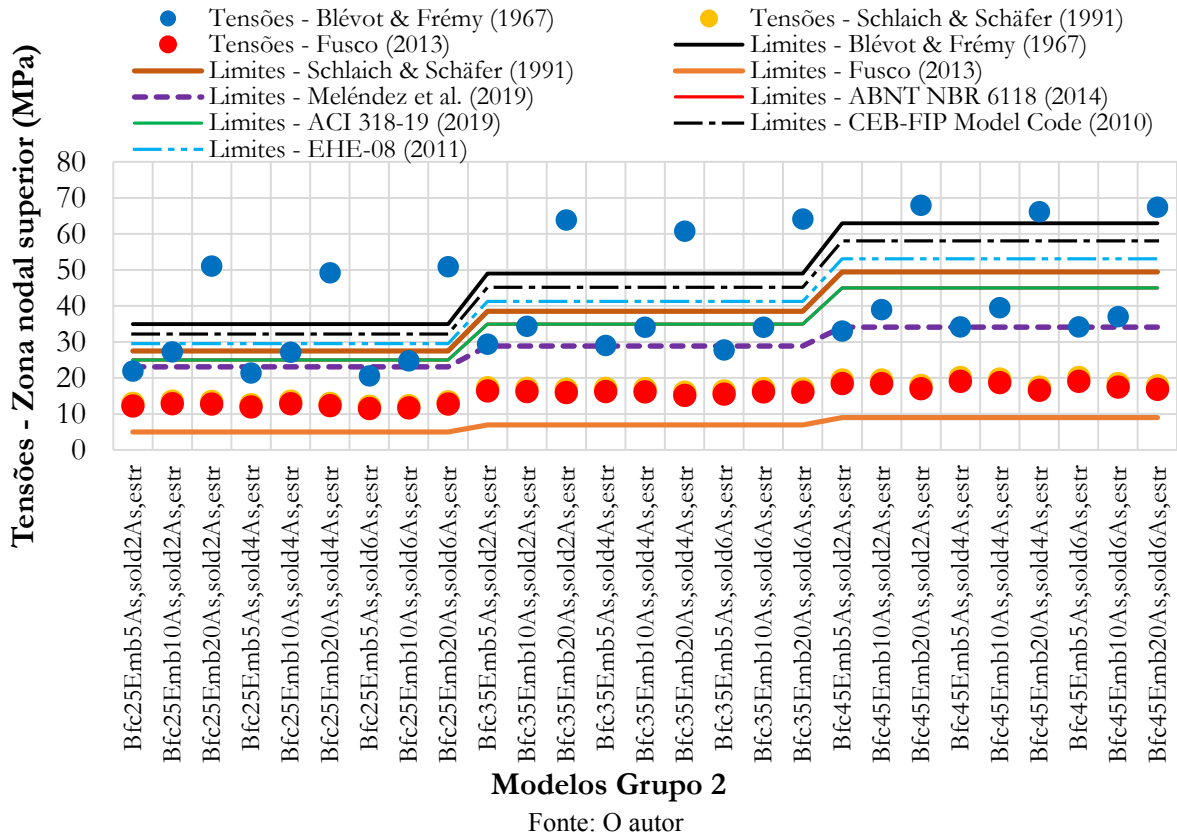
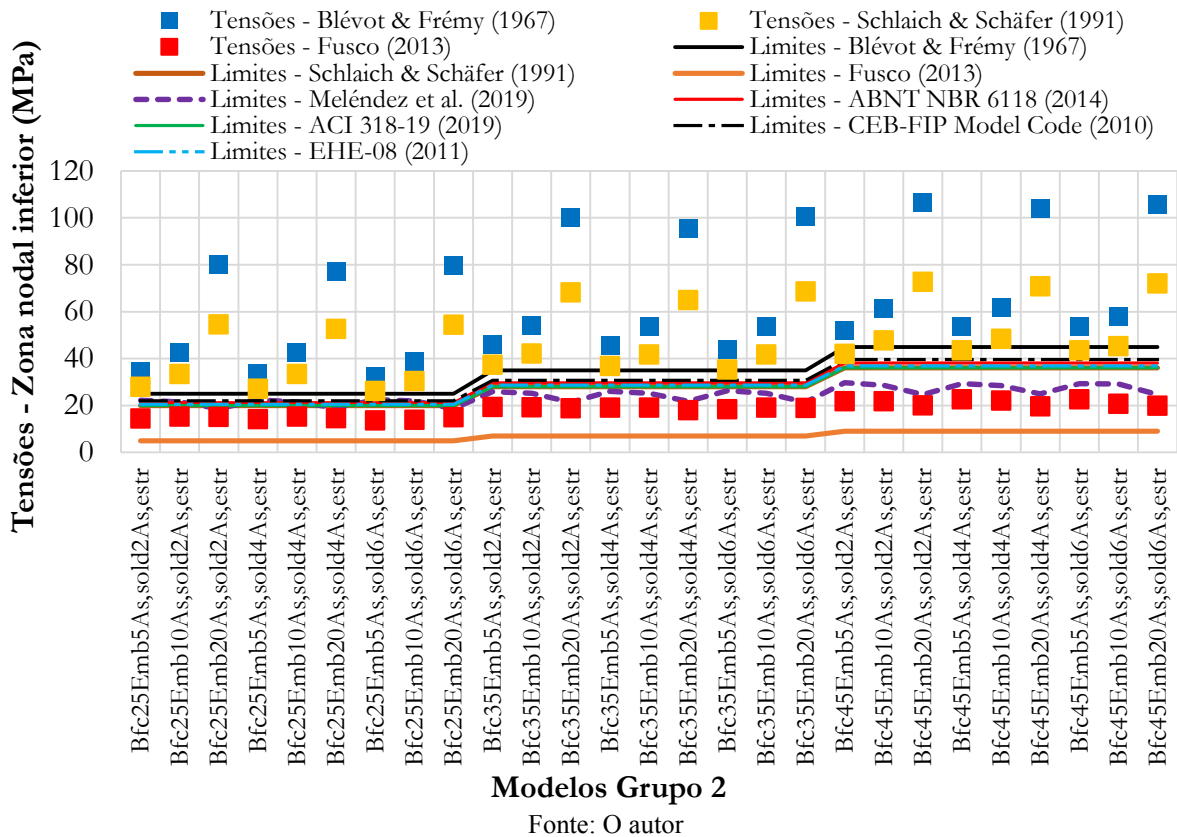


Figura 3.10 – Análise de tensões: zona nodal superior dos modelos do Grupo 2 (com  $A_{s,estr}$ )Figura 3.11 – Análise de tensões: zona nodal inferior dos modelos do Grupo 2 (com  $A_{s,estr}$ )

Os valores de tensão, tanto do nó superior quanto do nó inferior, apresentaram a mesma tendência indicada pela análise estatística, de que as armaduras complementares empregadas (barras soldadas nos perfis e armadura em estribos) não influenciaram na capacidade portante dos blocos, o que era esperado, pois os modelos de cálculo não consideram qualquer espécie armaduras complementares como armadura de pele e estribos, comumente utilizadas em blocos.

Os valores limites recomendados para a região nodal inferior pelas normas citadas foram próximos, enquanto para a região nodal superior há maior dispersão. Os valores de tensão calculados por meio do modelo de Fusco (2013) só foram coerentes com os limites do próprio autor e ainda assim o modelo foi muito conservador, com tensões calculadas de em média 147% maiores que os limites. Já os valores máximos para as tensões recomendados por Blévot & Frémy (1967) são os mais permissivos. Se comparados com os valores máximos para as tensões sugeridos pelo ACI 318-19 (2019), que foi a norma analisada mais conservadora, os valores recomendados por Blevót & Frémy (1967) são 47% maiores para zona nodal inferior e 65% maiores para a zona nodal superior.

Constatou-se que, havendo acréscimo no comprimento de embutimento, as tensões nodais também aumentaram, o que era esperado, já que o embutimento determina a inclinação da biela de compressão ( $\theta$ ). No entanto, os modelos com embutimento de 20 cm, que possuíam  $\theta$  igual a aproximadamente  $31^\circ$ , apresentaram tensões nodais muito discrepantes em relação aos outros modelos com embutimento de 10 cm ou 5 cm, o que demonstrou que o modelo de bielas e tirantes não é adequado em prever a resposta de blocos com esta inclinação de biela, nestes casos modelos baseados na teoria de flexão com verificação à punção são mais adequados. Isto também foi observado por Tomaz (2018) em seu estudo experimental, no qual valores altos de comprimento de embutimento interferiram no comportamento estrutural comum de blocos sobre estacas (formação de tirantes e bielas inclinadas e ruptura por tração diagonal), e também por Blévot & Frémy (1967), que por conta disto indicaram que, para garantir a segurança de um bloco dimensionado por meio do modelo de bielas e tirantes, o ângulo da escora de compressão deve estar entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ .

Excetuando-se os modelos com 20 cm de embutimento, pelas razões expostas, a tensão na região nodal inferior foi sempre maior que limites, o que significa que, de acordo com os métodos de cálculo, os modelos romperam por tensão excessiva na região nodal inferior

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta o programa experimental desenvolvido no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. São discutidos os critérios de dimensionamento e detalhamento dos blocos ensaiados, detalhes da construção dos espécimes, a instrumentação empregada nos ensaios e a configuração geral dos ensaios.

A realização deste programa experimental fundamentou-se, em um contexto geral, na obtenção de mais dados sobre o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas em perfil I e, mais especificamente, na verificação da eficiência de arranjos da ligação do perfil metálico com o bloco de concreto por meio de armaduras complementares: barras soldadas com estribos envolvendo-as (Figura **Erro! Fonte de referência não encontrada.**), ou somente por meio de barras soldadas. Estes dois tipos de arranjos de ligação são recomendados por ABNT NBR 6122 (1996), ABEF (1999), ABNT NBR 6122 (2010) e pelo Manual de Estacas Metálicas da Gerdau (2018). Como visto no Capítulo 3 do presente trabalho, em que se realizou uma análise de variância por meio de resultados obtidos em modelos computacionais, estes tipos de arranjos de ligação do perfil metálico com o bloco não proporcionaram mudanças significativas no comportamento mecânico dos blocos. Neste sentido, o programa experimental desenvolvido tem a intenção de apurar os resultados obtidos por meio dos modelos computacionais.

Foram feitos 3 blocos em escala real, em que a variável foi somente o tipo de arranjo da ligação da estaca metálica com o bloco. A nomenclatura dos espécimes está de acordo com o que segue e as variáveis dos modelos estão mostradas na Tabela 4.1:

- a)  $BA_{s,sold0}$  – Bloco com estaca metálica em contato direto com o concreto, sem armaduras complementares;
- b)  $BA_{s,sold4}$  – Bloco com 4 barras soldadas em cada uma das estacas metálicas;
- c)  $BA_{s,sold4A_{s,estr}}$  – Bloco com 4 barras soldadas em cada uma das estacas metálicas, com estribos envolvendo as barras.

Tabela 4.1 – Características dos blocos executados

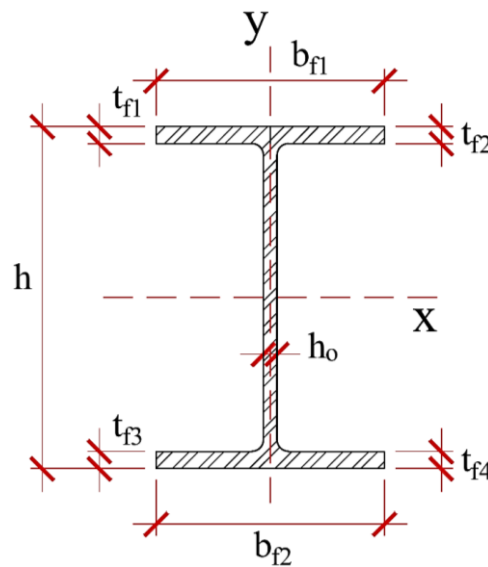
Modelo	Barras soldadas	Estribos envolvendo as barras soldadas
$BA_{s,sold0}$	0	Sem
$BA_{s,sold4}$	4	Sem
$BA_{s,sold4}A_{s,estr}$	4	Com

Fonte: O autor

## 4.2 PROPRIEDADES DOS PERFIS METÁLICOS

Para comporem as estacas metálicas dos espécimes, foram utilizados perfis metálicos em I fornecidos pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. De uma mesma peça foram cortados 6 perfis com comprimento de 40 cm. As dimensões da seção transversal dos perfis estão mostradas na Tabela 4.2, cujas dimensões seguem a nomenclatura da Figura 4.1. Cada uma das medidas mostradas é a média de 3 medidas, todas feitas com um paquímetro, sendo realizada uma medida central e uma em cada extremo da peça.

Figura 4.1 – Seção transversal do perfil metálico



Fonte: O autor

Tabela 4.2 – Medidas da seção transversal dos perfis

Perfil	t <sub>r1</sub> (mm)	t <sub>r2</sub> (mm)	t <sub>r3</sub> (mm)	t <sub>r4</sub> (mm)	b <sub>r1</sub> (mm)	b <sub>r2</sub> (mm)	h (mm)	h <sub>o</sub> (mm)
1	7,3	7,2	7,8	7,2	98,0	96,0	152,4	5,8
2	8,1	7,4	7,4	7,3	100,0	95,5	152,3	5,8
3	7,4	7,0	7,6	7,7	100,0	102,0	152,3	5,9
4	7,5	7,5	7,7	7,4	99,0	98,0	151,5	6,2
5	7,5	7,2	7,3	7,3	98,0	100,0	151,8	5,7
6	7,3	7,5	7,4	7,3	101,5	99,0	150,3	6,1
Valores médios	7,5	7,3	7,5	7,4	99,4	98,4	151,8	5,9

Fonte: O autor

As propriedades geométricas de interesse, da seção transversal dos perfis metálicos, foram calculadas com os valores médios apresentados e estão mostradas na Tabela 4.3, em que:  $I_{x0}$  é o momento de inércia relativo ao eixo centroidal  $x$  em  $\text{cm}^4$ ;  $I_{y0}$  é o momento de inércia relativo ao eixo centroidal  $y$  em  $\text{cm}^4$ . Para estes cálculos, o chanfro existente entre as abas e a alma dos perfis foi considerado como um triângulo retângulo de catetos iguais a 1,0 cm.

Tabela 4.3 – Propriedades geométricas do perfil metálico

Área ( $\text{cm}^2$ )	$I_{x0}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{y0}$ ( $\text{cm}^4$ )
24,76	975,06	120,85

Fonte: O autor

As dimensões dos perfis utilizados, assim como as suas propriedades geométricas, estão de acordo com as características do perfil comercial W150x18,0 do Manual de Estacas Metálicas Gerdau (2018), sendo que as pequenas diferenças se devem ao processo de fabricação.

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), estacas metálicas devem ser dimensionadas de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), considerando-se uma seção reduzida da estaca, devido à corrosão. Então, conforme a ABNT NBR 8800 (2008), a capacidade de carga dos perfis pode ser calculada pela Equação 4.1, em que:  $\chi$  é o coeficiente relacionado à flambagem global;  $Q$  é o coeficiente relacionado à flambagem local;  $A_{est}$  é a área da seção do perfil em  $\text{cm}^2$ ;  $f_{yp}$  é a tensão de escoamento do perfil em  $\text{kN/cm}^2$ ;  $\gamma_f$  é o coeficiente de ponderação de resistências;  $\gamma_m$  é o coeficiente de ponderação de ações permanentes.

$$F_{yp} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_{est} \cdot f_{yp}}{\gamma_f \cdot \gamma_m} \quad (4.1)$$

Para o cálculo da capacidade de carga dos perfis utilizados neste estudo, o aço foi considerado como possuindo tensão de escoamento de 345 MPa, como recomendado pela ABNT NBR 8800 (2008), e por este se tratar de um experimento, ambos os coeficientes de ponderação (de resistências e de ações) foram considerados como iguais a 1,0. Além disto, como os perfis utilizados são curtos, considerou-se que não ocorre flambagem ( $\chi \cdot Q = 1,0$ ). Com isto, obtém-se uma capacidade de carga de 854,22 kN.

### 4.3 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

#### 4.3.1 Considerações gerais

Para o dimensionamento dos blocos foram seguidas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) e foi empregado o modelo de bielas e tirantes de Blévot & Frémy (1967), mostrado na Figura 2.2. Inicialmente foram considerados para o dimensionamento: concreto com resistência à compressão de 25 MPa, armadura de aço CA-50, cobrimento da armadura de 25 mm e ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal ( $\theta$ ) de 45°. A resistência à compressão foi adotada em função da capacidade portante do pórtico de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia, enquanto os demais parâmetros foram se justificam por serem valores comuns a blocos sobre duas estacas em escala real.

Para não haver necessidade de emprego de armadura de suspensão, segundo critério da ABNT NBR 6118 (2014), foi considerado a altura da estaca como igual ao diâmetro equivalente da seção transversal e adotou-se 45 cm (três vezes a altura da estaca) para o espaçamento entre as estacas, o que resultou em uma distância entre eixos de estacas igual a 60 cm. Foi adotado para o embutimento da estaca no bloco o valor de 10 cm, por ter sido verificado nos estudos de Tomaz (2018) que este valor de embutimento (acompanhado dos valores mencionados de  $\theta$  e de distância entre os eixos das estacas) não interfere no comportamento estrutural esperado (formação de tirantes e bielas comprimidas) para o elemento. Por fim, foi apontada para o bloco uma largura de 20 cm, que foi escolhida por proporcionar economia de materiais e ao mesmo tempo possibilitar a execução de modelos em escala real.

Observou-se que, por este ser um procedimento experimental, os coeficientes de segurança não foram considerados no dimensionamento e cálculo dos blocos, já que se deseja que o comportamento idealizado nos cálculos seja reproduzido experimentalmente da forma mais fiel possível.

#### 4.3.2 Dimensionamento da armadura principal

Como se pretende analisar as tensões nas zonas nodais, os blocos foram dimensionados de modo a romperem sem haver o escoamento da armadura principal. Para tanto, a armadura principal foi dimensionada para a situação em que é aplicada no bloco uma força de 750 kN (corresponde à maior força possível de ser aplicada com os equipamentos do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia) por meio da Equação 4.2, em que:  $A_{s,calc}$  é a armadura calculada em  $\text{cm}^2$ ;  $R_{st}$  é a força de tração atuando na armadura em kN;  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço ( $50 \text{ kN/cm}^2$  para aço CA-50).

$$A_{s,calc} = \frac{R_{st}}{f_y} \quad (4.2)$$

A força de tração na armadura  $R_{st}$ , pode ser calculada por meio do equilíbrio da zona nodal inferior, como mostrado na Equação 4.3, em que:  $R_{est}$  é a reação na estaca em kN;  $\theta$  é o ângulo entre a biela de compressão e a direção horizontal. Para tanto, considera-se que a força aplicada no bloco é resistida de forma igual pelas estacas, ou seja,  $R_{est}$  é igual a 375 kN (metade da força aplicada no bloco).

$$R_{st} = \frac{R_{est}}{\tan(\theta)} \quad (4.3)$$

A Tabela 4.4 apresenta os resultados do dimensionamento da armadura principal, assim como a armadura efetivamente adotada ( $A_{s,ef}$ ).

Tabela 4.4 – Resultados do dimensionamento da armadura principal

<b><math>R_{st}</math> (kN)</b>	<b><math>A_{s,calc}</math> (<math>\text{cm}^2</math>)</b>	<b><math>A_{s,ef}</math> (<math>\text{cm}^2</math>)</b>
375,0	7,5	9,42 (3 $\phi$ 20 mm)

Fonte: O autor

### 4.3.3 Ancoragem da armadura principal

A ancoragem da armadura principal de tração foi garantida por meio das recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), mediante a utilização de um comprimento adicional reto, que garante a ancoragem por aderência. Este comprimento adicional é medido a partir das faces internas das estacas, como indicado pela referida norma.

Para calcular o comprimento de ancoragem necessário ( $l_{b,nec}$ ), de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 6118 (2014), foi calculada, primeiramente, a resistência característica de aderência, por meio da Equação 4.4, em que:  $\eta_1$  é igual a 2,25 para barras nervuradas;  $\eta_2$  é igual a 1,0 para situação de boa aderência;  $\eta_3$  é igual a 1,0 para barras com diâmetro inferior a 32 mm;  $f_{ctk,inf}$  é a resistência do concreto à tração característica inferior, igual a  $0,7 \cdot 0,3 \cdot f_c^{2/3}$ , em MPa.

$$f_{bk} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctk,inf} \quad (4.4)$$

O comprimento de ancoragem básico foi calculado pela Equação 4.5, em que:  $\phi$  é o diâmetro das barras utilizadas em cm;  $\sigma_{s,efe}$  é a tensão efetiva no aço, tomada como sendo igual a  $f_y$  (50 kN/cm<sup>2</sup>);  $f_{bk}$  é a resistência característica de aderência em kN/cm<sup>2</sup>.

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{s,efe}}{f_{bk}} \quad (4.5)$$

Por fim, o comprimento de ancoragem necessário (que deve ser maior ou igual ao comprimento de ancoragem mínimo) foi calculado pela Equação 4.6, em que:  $\alpha$  é igual a 1,0 para ancoragem reta (sem ganchos). A Tabela 4.5 apresenta os resultados dos cálculos.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} = \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.6)$$

Tabela 4.5 – Comprimento de ancoragem necessário

$f_{ctk,inf}$ (MPa)	$f_{bk}$ (MPa)	$l_b$ (cm)	$l_{b,mín}$ (cm)	$l_{b,nec}$ (cm)
1,795	4,04	61,9	20,0	49,5

Fonte: O autor

#### 4.3.4 Dimensionamento do pilar

As diretrizes da ABNT NBR 6118 (2014) também foram seguidas no dimensionamento dos pilares. Contudo, neste caso, os coeficientes de minoração das resistências e majoração dos esforços foram considerados, com o intuito de garantir que a ruptura não ocorresse no pilar e que este atue somente no sentido de transmitir os esforços para o bloco. Por este mesmo motivo, foi adotado para o concreto do pilar uma resistência à compressão de 40 MPa.

Inicialmente foram adotados para o pilar uma seção quadrada de 20 x 20 cm<sup>2</sup> (igual à largura do bloco) e altura de 40 cm. De acordo com Timoshenko & Goodier (1951), pelo princípio de Saint-Venant da teoria da elasticidade, a relação de 2,0 entre altura e largura é suficiente para garantir a uniformidade de tensões na seção transversal do pilar em contato com o bloco.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados se o índice de esbeltez do pilar ( $\lambda$ ) for menor que um valor de referência ( $\lambda_1$ ). O índice de esbeltez pode ser calculado pela Equação 4.7, em que:  $l_e$  é o comprimento de flambagem do pilar, igual à duas vezes a sua altura (pilar em balanço), em cm;  $I_P$  é o momento de inércia da seção transversal do pilar em cm<sup>4</sup>;  $A_P$  é a área da seção transversal do pilar em cm<sup>2</sup>. Já o valor do índice de esbeltez de referência pode ser calculado pela Equação 4.8, em que:  $e_1$  é a excentricidade de primeira ordem na extremidade do pilar em cm;  $h_p$  é a dimensão da seção transversal do pilar na direção de análise em cm;  $\alpha_b$  é igual a 1,0 para pilares com momento menor que o momento mínimo.

$$\lambda = \frac{l_e}{\sqrt{I_P/A_P}} \quad (4.7)$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/h_p}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (4.8)$$

Obteve-se um índice de esbeltez de 13,85, menor do que 35, que é o valor mínimo do índice de esbeltez de referência. Portanto, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados. Com isto, além da força normal de 750 kN, foi considerado para o dimensionamento do pilar, a atuação de um momento mínimo, conforme exigência da ABNT NBR 6118 (2014), calculado pela

Equação 4.9, em que:  $N_d$  é a força normal de cálculo em kN;  $h_p$  é a dimensão da seção transversal do pilar na direção de análise em cm.

$$M_{1d,mín} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h_p) \quad (4.9)$$

A armadura necessária para o pilar foi calculada por meio da Equação 4.10, em que:  $\omega$  é a taxa mecânica de aço;  $A_p$  é a área da seção transversal do pilar em  $\text{cm}^2$ ;  $f_{cd}$  é a resistência do concreto à compressão de cálculo, igual a  $(f_c/1,4)$ , em  $\text{kN/cm}^2$ ;  $f_{yd}$  é a tensão de escoamento do aço de cálculo, igual a  $(f_y/1,15)$ , em  $\text{kN/cm}^2$ . Para a obtenção da taxa mecânica de aço foram utilizados os ábacos de Araújo (2014)

$$A_{s,calc} = \omega \cdot A_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.10)$$

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), a armadura do pilar não pode ser menor do que uma área de aço mínima ( $A_{s,mín}$ ), igual ao maior dos valores entre  $(0,15 \cdot N_d/f_{yd})$  ou 0,4% da área da seção transversal do pilar, e nem maior do que uma área de aço máxima ( $A_{s,máx}$ ), igual a 8% da área da seção transversal do pilar.

Os parâmetros utilizados para a determinação da taxa mecânica de aço por meio dos ábacos, assim como os resultados do dimensionamento dos pilares, estão apresentados nas Tabelas 4.6 e 4.7.

Tabela 4.6 – Parâmetros de cálculo da armadura do pilar

$N_d$ (kN)	$M_{1d,mín}$ (kNcm)	$\delta$ (adim.)	$\nu$ (adim.)	$\mu$ (adim.)	$\omega$ (adim.)
1050,0	2205,0	0,15	0,92	0,096	0,1824

Fonte: O autor

Tabela 4.7 – Resultados do dimensionamento do pilar

$A_{s,mín}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s,máx}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s,calc}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s,ef}$ ( $\text{cm}^2$ )
3,62	32,0	4,8	6,28 (8 $\phi$ 10 mm)

Fonte: O autor

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014) a armadura transversal de pilares, constituída de estribos, deve ser colocada ao longo de toda a altura do pilar, sendo que o espaçamento entre estribos deve respeitar as condições da Equação 4.11, em que:  $b_p$  é a menor dimensão da seção transversal do pilar em cm;  $\phi_l$  é o diâmetro da armadura longitudinal do pilar em cm.

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_p = 20 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.11)$$

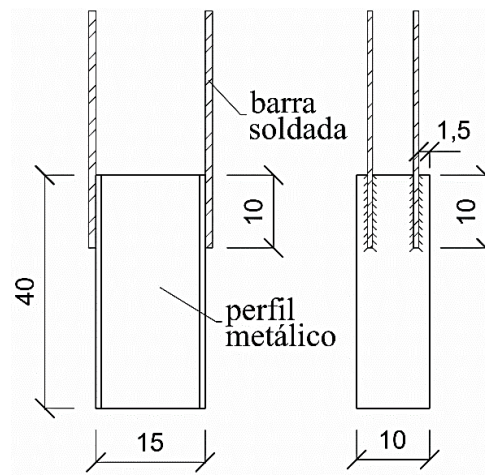
Então, de acordo com os limites da norma brasileira, poder-se-ia adotar um espaçamento entre estribos de 12 cm. Contudo, como o pilar recebe uma carga concentrada que causará concentração de tensões no local de aplicação, foram empregados estribos com espaçamento reduzido, para que estes atuem como armadura de fretagem. Assim, a armadura de fretagem adotada foi de barras com diâmetro de 6,3 mm a cada 2,5 cm ( $\phi 6,3 \text{ mm c}/2,5 \text{ cm}$ ).

#### 4.3.5 Determinação das armaduras complementares

Como mencionado anteriormente, as armaduras complementares foram utilizadas somente nos modelos BA<sub>s,sold</sub>4 e BA<sub>s,sold</sub>4A<sub>s,estr</sub>. Foram empregadas barras soldadas nas abas dos perfis metálicos, na direção do eixo longitudinal da peça, e/ou as mesmas barras soldadas, mas com estribos envolvendo-as ao longo de seu comprimento (Figura **Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

Adotou-se, para as barras soldadas nos perfis metálicos, armadura constituída de 2 barras de 10 mm por aba do perfil. Idealizou-se o posicionamento das barras iniciando ao longo de todo o embutimento do perfil no bloco (10 cm) até o topo da face superior do bloco, descontando o cobrimento. A Figura 4.2 apresenta as vistas laterais do arranjo da ligação entre estaca e bloco por meio de barras soldadas na estaca metálica.

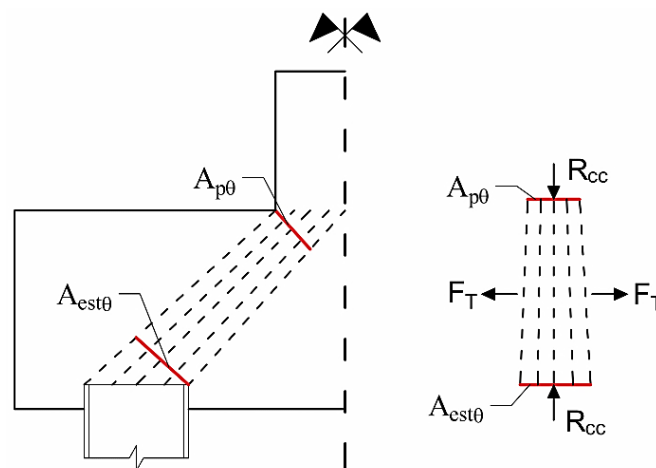
Figura 4.2 – Arranjo da ligação por meio de barras soldadas na estaca (dimensões em cm)



Fonte: O autor

Já para os estribos envolvendo as barras soldadas (Figura **Erro! Fonte de referência não encontrada.**), foi idealizado um modelo de cálculo em que o fluxo de tensões de compressão na biela possui comportamento similar ao de um bloco parcialmente carregado, onde surgem tensões de tração transversais. A Figura 4.3 ilustra o modelo idealizado, em que:  $A_{p\theta}$  é a área do pilar rebatida transversalmente ao eixo da biela em  $\text{cm}^2$ ;  $A_{est\theta}$  é a área da estaca rebatida transversalmente ao eixo da biela em  $\text{cm}^2$ ;  $R_{cc}$  é a força na biela de compressão em kN;  $F_T$  é a força de tração transversal à biela de compressão em kN.

Figura 4.3 – Biela de compressão idealizada como bloco parcialmente carregado



Fonte: O autor

De acordo com Langendonck (1959), nos casos em que  $A_{est\theta}$  é menor do que  $A_{p\theta}$ , a força de tração transversal à biela de compressão pode ser calculada por meio da Equação 4.12. Se  $A_{est\theta}$  for maior do que  $A_{p\theta}$ , a fração da Equação 4.12 deve ser substituída por  $A_{p\theta}/A_{est\theta}$ .

$$F_T = 0,3 \cdot R_{cc} \cdot \left(1 - \frac{A_{est\theta}}{A_{p\theta}}\right) \quad (4.12)$$

Então, os estribos foram dimensionados para absorver esta força  $F_T$ , quando é aplicada no bloco uma força de 750 kN. Os resultados são mostrados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Dimensionamento dos estribos envolvendo as barras soldadas

$F_T$ (kN)	$A_{s,calc}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )
99,44	1,0	1,87 (6 $\phi$ 6,3 mm c/ 5 cm)

Fonte: O autor

#### 4.3.6 Detalhamento esquemático dos blocos

Por meio do ângulo de inclinação das bielas ( $\theta$ ) e da distância entre o eixo das estacas, foi calculada a altura útil e, em sequência, a altura do bloco. Com isto, o comprimento total do bloco é função da distância entre o eixo das estacas e do comprimento de ancoragem necessário. O posicionamento dos perfis metálicos em relação ao bloco, com as abas perpendiculares ao comprimento do mesmo (maior dimensão do bloco), se deve à tendência de ocorrência de flexo-compressão nas estacas, o que foi observado experimentalmente por autores como Delalibera (2006), Buttignol & Almeida (2012), Tomaz (2018) e Meléndez *et al.* (2019). Portanto, busca-se proporcionar maior resistência à esta tendência de flexão por meio do posicionamento das estacas com eixo de momento de inércia maior coincidindo com o eixo de flexão. As Figuras 4.4, 4.5 e 4.6 apresentam os detalhamentos esquemáticos dos modelos BA<sub>s,sold0</sub>, BA<sub>s,sold4</sub> e BA<sub>s,sold4</sub>A<sub>s,estr</sub>, respectivamente.

Figura 4.4 – Detalhamento esquemático do modelo BA<sub>s,sold0</sub> (dimensões em cm)

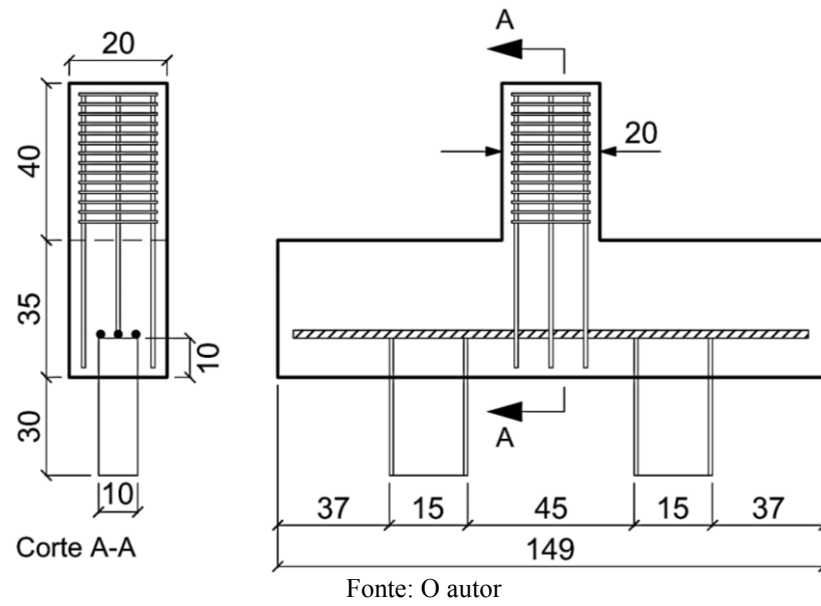


Figura 4.5 – Detalhamento esquemático do modelo BA<sub>s,sold4</sub> (dimensões em cm)

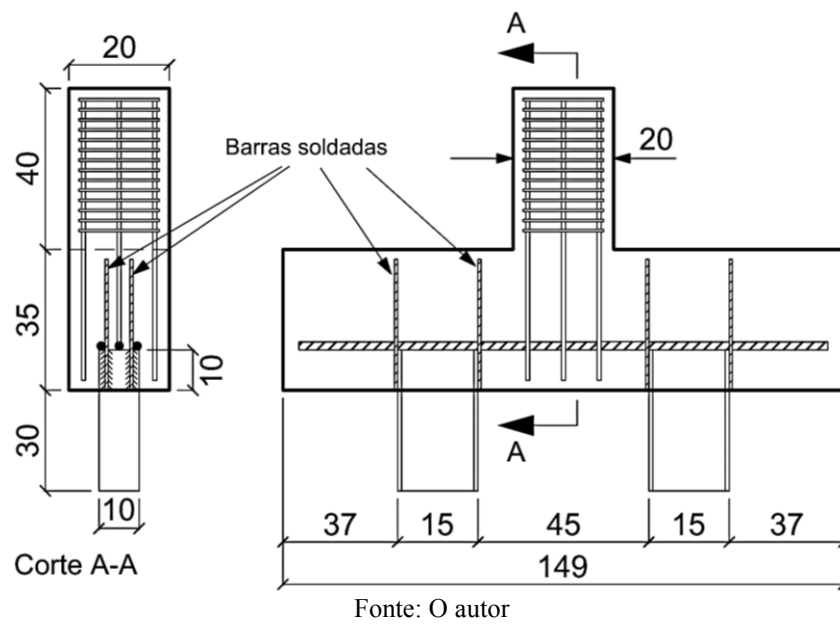
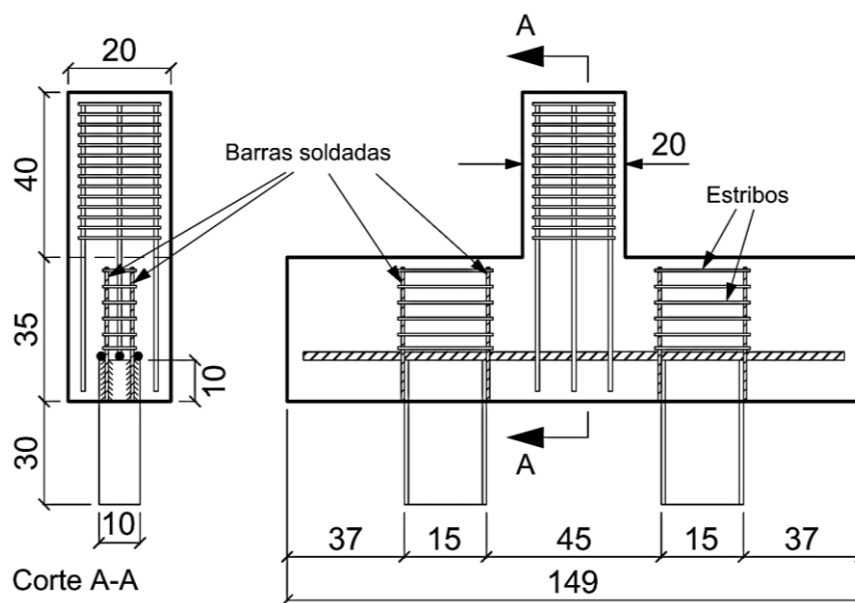


Figura 4.6 – Detalhamento esquemático do modelo  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$  (dimensões em cm)



Fonte: O autor

O detalhamento completo das armaduras de cada modelo pode ser visto no Anexo C deste trabalho.

#### 4.4 DOSAGEM DO CONCRETO

Como mencionado no item 4.3.4 do presente trabalho, para se garantir que a ruptura ocorra nos blocos, os pilares foram dimensionados com resistência à compressão de 40 MPa, maior do que a dos blocos. Por este motivo foi necessária a elaboração de dois concretos diferentes.

Para os blocos foi utilizado concreto do tipo usinado fornecido pela empresa BRASMIX®, com especificações de resistência à compressão de 20 MPa e *slump* igual a  $100 \pm 20$  mm. O volume total de concreto utilizado nos blocos foi de  $0,37 \text{ m}^3$  e o traço do concreto não foi fornecido.

Para o concreto dos pilares foi feito um estudo de dosagem utilizando a metodologia desenvolvida por Helene & Terzian (1995), sendo utilizados na composição do concreto os materiais cimento CPV-ARI, areia média, areia fina, brita 1, brita 0 e água. Todos os materiais utilizados foram fornecidos pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. No Anexo D são apresentados detalhes do estudo de dosagem realizado.

Com o diagrama de dosagem obtido por meio da metodologia de Helene & Terzian (1995), foi fixada uma resistência à compressão de 42 MPa e slump de 100 mm, que resultou em um traço de 1:0,65:0,26:1,37:0,61:0,4 (Cimento, areia média, areia fina, brita 1, brita 0, água), com um consumo de cimento de 548,0 kg/m<sup>3</sup>. Para se corrigir o slump durante a elaboração do concreto, foram utilizadas 110 g do aditivo superplastificante MasterGlenium 3400. A Tabela 4.9 apresenta o consumo de materiais para o concreto dos pilares. O volume total de concreto empregado nos pilares foi de 0,065 m<sup>3</sup>.

Tabela 4.9 – Consumo de materiais: concreto dos pilares

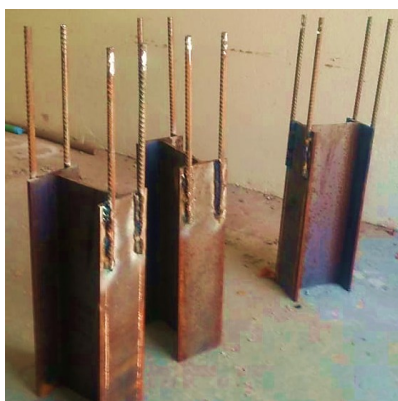
<b>Materiais</b>	<b>Consumo (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Cimento CPV	548,0
Areia média	356,2
Areia fina	142,5
Brita 1	750,8
Brita 0	334,3
Aditivo	1,615
Água	219,2

Fonte: O autor

## 4.5 EXECUÇÃO DOS BLOCOS

A execução dos blocos foi realizada no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Primeiramente foram feitas as soldas das barras nos perfis metálicos, ao longo de todo o comprimento de contato entre as barras e os perfis, e construídas as fôrmas dos blocos com madeira compensada plastificada de espessura igual a 20 mm. As soldas foram realizadas em forma de entalhe por meio de eletrodo manual revestido E60. A Figura 4.7 mostra três perfis metálicos com as soldas realizadas.

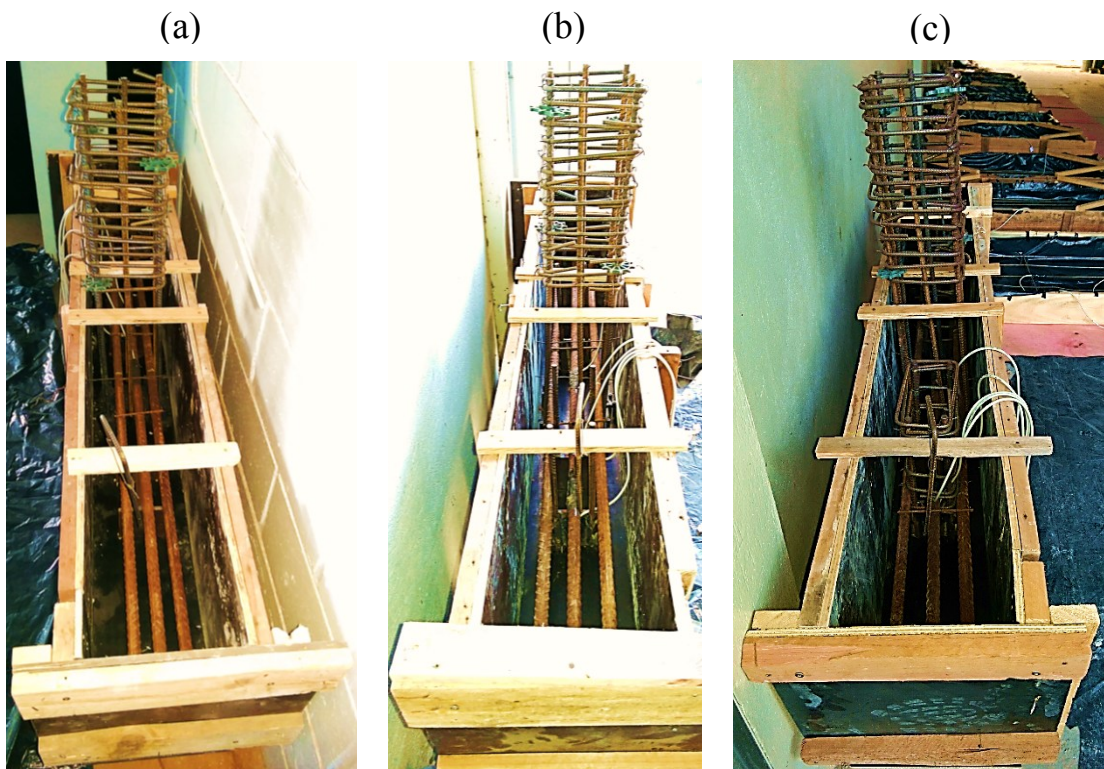
Figura 4.7 – Perfis metálicos com barras soldadas



Fonte: O autor

A Figura 4.8 apresenta as fôrmas dos modelos  $BA_{s,sold0}$ ,  $BA_{s,sold4}$  e  $BA_{s,sold4A_{s,estr}}$  antes da moldagem.

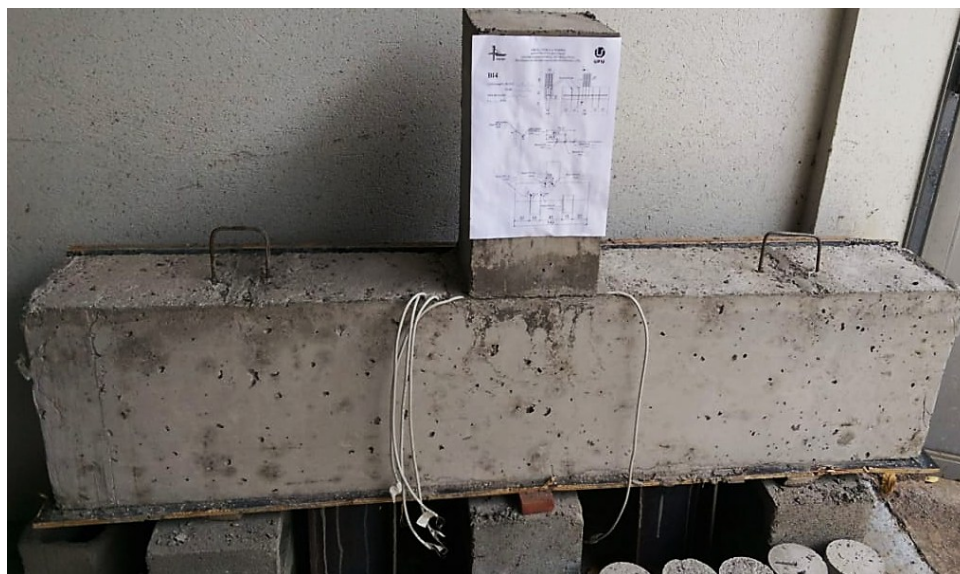
Figura 4.8 – Fôrmas dos modelos: (a)  $BA_{s,sold0}$ ; (b)  $BA_{s,sold4}$ ; (c)  $BA_{s,sold4A_{s,estr}}$



Fonte: O autor

Após o posicionamento das estacas, feito de forma a garantir os 10 cm de embutimento previstos, e a colocação das armaduras, foi feita a moldagem dos blocos com o uso de vibradores manuais, para garantir a expulsão da massa de concreto. Durante a moldagem foram posicionadas duas alças (barras dobradas) na parte superior de cada bloco, destinadas à facilitar o transporte dos espécimes. Então, depois de ser realizada a cura do concreto dos blocos (7 dias), procedeu-se à execução dos pilares. Tanto o concreto dos blocos quanto o concreto dos pilares foram curados por meio de aspersão de água duas vezes ao dia durante 7 dias, com proteção das faces expostas por meio de lona plástica. As Figuras 4.9 e 4.10 mostram os modelos  $BA_{s,sold4A_{s,estr}}$  e  $BA_{s,sold0}$ , respectivamente, após a desforma dos mesmos.

Figura 4.9 – Modelo BA<sub>s,sold</sub>4 após a desforma



Fonte: O autor

Figura 4.10 – Modelo BA<sub>s,sold</sub>0 após a desforma



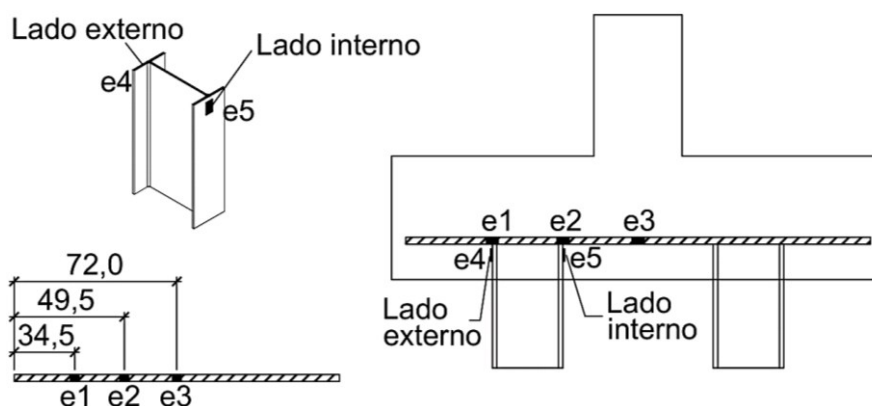
Fonte: O autor

Ao todo, foram produzidos 0,462 m<sup>3</sup> de concreto e utilizados 54,3 kg de aço CA-50. O aço utilizado foi fornecido pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia.

## 4.6 INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS

Com o intuito de obter maiores informações sobre o comportamento mecânico dos modelos, foi empregada uma instrumentação para os espécimes constituída de extensômetros elétricos de resistência uniaxiais e um transdutor de deslocamento. Para analisar o comportamento da armadura principal, foram instalados extensômetros em três locais diferentes: um em cada ponto em que a armadura encontra as abas do perfil (e1 e e2) e um no meio da armadura (e3). Já para a estaca metálica, foram instalados um extensômetro em cada aba do perfil (e4 e e5), 5 cm abaixo de onde o topo do perfil toca o concreto do bloco. Estes últimos extensômetros permitem verificar se a seção transversal do perfil é solicitada de forma igual em todos os pontos. Devido à simetria dos modelos, apenas um dos lados foi instrumentado. A Figura 4.11 apresenta o posicionamento dos extensômetros instalados nos elementos metálicos, e1, e2, e3, e4 e e5, que possuem resistência de  $120\ \Omega$  e fator de correção 2,18.

Figura 4.11 – Posicionamento dos extensômetros nos perfis e na armadura principal  
(dimensões em cm)

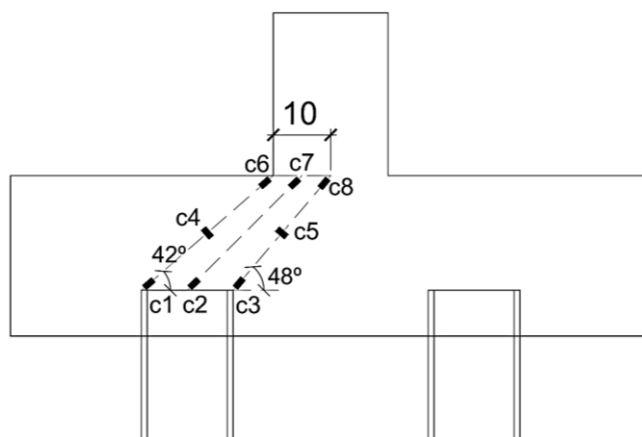


Fonte: O autor

A face do bloco também foi instrumentada com extensômetros de resistência uniaxiais. Foram utilizados 8 extensômetros, de resistência igual a  $120\ \Omega$  e fator de correção 2,13, posicionados na face lateral do bloco, nos nós da biela de compressão como concebida por Blévyot & Frémy (1967), sendo três extensômetros posicionado com eixo coincidindo com a direção da biela e dois extensômetros posicionados perpendicularmente à direção da biela, na metade da altura do bloco, como ilustrado na Figura 4.12. Esta configuração teve o único propósito de se obter informações sobre o comportamento das tensões ao longo da biela de compressão. Como a estaca metálica, que recebe a carga aplicada no pilar, tem largura de 10 cm, menor do que a

largura do bloco, que é de 20 cm, o fluxo das tensões principais de compressão se desenvolve majoritariamente no interior do bloco e, por isto, os resultados obtidos dos extensômetros não foram representativos das deformações principais de compressão. A Figura 4.13 mostra um dos blocos com os extensômetros afixados. Nota-se que alguns destes extensômetros não foram posicionados na posição exata devido à trincas de retração na face do concreto.

Figura 4.12 – Posicionamento dos extensômetros na face lateral do bloco (dimensões em cm)



Fonte: O autor

Figura 4.13 – Posição dos extensômetros na face lateral do bloco



Fonte: O autor

Foi empregado somente um transdutor de deslocamento (LVDT), posicionado no centro geométrico da face inferior do bloco, de forma a medir os deslocamentos verticais deste ponto durante o processo de carregamento. Esta é uma configuração comum em ensaios de blocos sobre estacas, utilizada por autores como Adebar, Kuchma & Collins (1990), Delalibera (2006) e Tomaz (2018). Por fim, para medir a intensidade da carga aplicada no bloco, foi empregada uma célula de carga posicionada no local de aplicação da força (topo do pilar).

## 4.7 SISTEMA DE ENSAIO

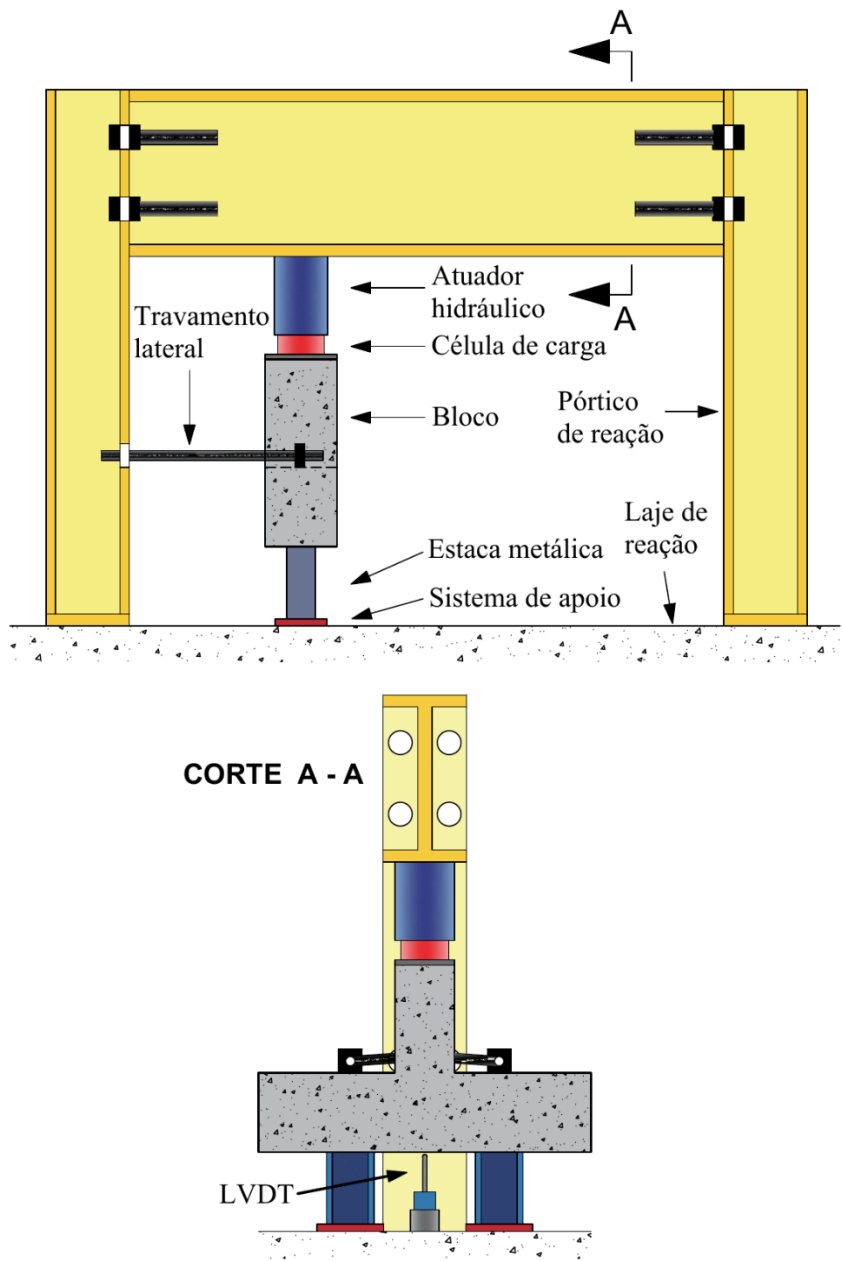
Os objetivos buscados com a montagem do sistema de ensaio foram garantir a segurança durante as fases do ensaio e assegurar o bom funcionamento das condições de contorno previstas.

O mecanismo de aplicação das cargas foi constituído de um atuador hidráulico sobre uma célula de carga, ambos posicionados no topo do bloco de forma a garantir um carregamento centrado em relação à face superior do pilar. Para manter o travamento lateral durante as fases de montagem e carregamento, foi colocada uma barra horizontal rosqueada em dois pontos: no pórtico de reação e no dispositivo de transporte do bloco (barra dobrada). A Figura 4.14 mostra um esquema do sistema de ensaio descrito.

O sistema de apoio empregado teve a finalidade simular apoios fixos (rotação livre e translações fixas) e dissipar as tensões na ponta inferior das estacas, de forma a não danificar a laje de reação. O sistema de apoio foi constituído de três camadas: uma chapa de aço, com espessura de aproximadamente 1,0 mm, colocada sobre uma placa de aço com espessura de 20,0 mm, e ambas colocadas sobre uma camada de elastômero, com espessura de aproximadamente 10,0 mm. A Figura 4.15 mostra o sistema de apoio utilizado, enquanto na Figura 4.16 é apresentado um dos blocos preparado para o início do carregamento. Esse foi o sistema de ensaio utilizado nos experimentos clássicos de Blévoit & Frémy (1967).

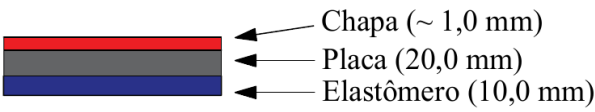
No início de cada ensaio foi feito o escorvamento dos blocos, no qual foi aplicada de aproximadamente 10% da força última prevista para permitir a acomodação do modelo, sendo então iniciadas as medições a partir deste ponto.

Figura 4.14 – Esquema do sistema de ensaio



Fonte: O autor

Figura 4.15 – Sistema de apoio utilizado



Fonte: O autor

Figura 4.16 – Bloco preparado para ensaio



Fonte: O autor

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Devido ao tempo compreendido entre a moldagem dos blocos e a moldagem e ganho de resistência dos pilares, em que também foi necessária a organização do tempo dos ensaios de acordo com a disponibilidade do laboratório, o concreto dos blocos possuía mais de 170 dias de idade quando ensaiado e, portanto, já havia estabilizado o seu ganho de resistência, o que poderá ser observado nos resultados dos ensaios de compressão realizados em diferentes idades.

### 5.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Neste item serão apresentados os ensaios realizados para a determinação das propriedades mecânicas dos materiais. Como o elemento de maior interesse do presente estudo são os blocos, se teve um maior controle com relação às suas propriedades. Foram realizados, com o concreto dos blocos, o controle do ganho de resistência à compressão ao longo do tempo, determinação da resistência à tração por compressão diametral e determinação do módulo de elasticidade.

Além das características mencionadas acima, ainda foram determinadas as propriedades mecânicas das barras de aço da armadura do bloco (tensão de escoamento, módulo de elasticidade e tensão última), constituídas de aço CA-50, e as resistências à compressão e à tração por compressão diametral do concreto do pilar (na data dos ensaios dos blocos). Os corpos de prova de concreto foram moldados e colocados em câmara úmida durante 24h, período após o qual foram removidos do molde cilíndrico e colocados em condições de cura semelhantes às condições de cura dos blocos e pilares (superfícies protegidas por lona plástica e aspersão de água duas vezes ao dia, durante 7 dias).

#### 5.2.1 Aço da armadura dos blocos

Para a determinação das propriedades mecânicas da armadura dos blocos foram realizados ensaios de tração, feitos conforme a ABNT NBR 6892-1 (2013), em 3 corpos de prova (C. P.) de 20 mm de diâmetro, extraídos do mesmo lote utilizado para armar os blocos. A Tabela 5.1 mostra as propriedades mecânicas da armadura, enquanto a Figura 5.1 apresenta as curvas de

tensão versus deformação dos corpos de prova de aço. O módulo de elasticidade do aço, mostrado na Tabela 5.1, foi determinado graficamente, sendo a média dos valores obtidos para os 3 corpos de prova.

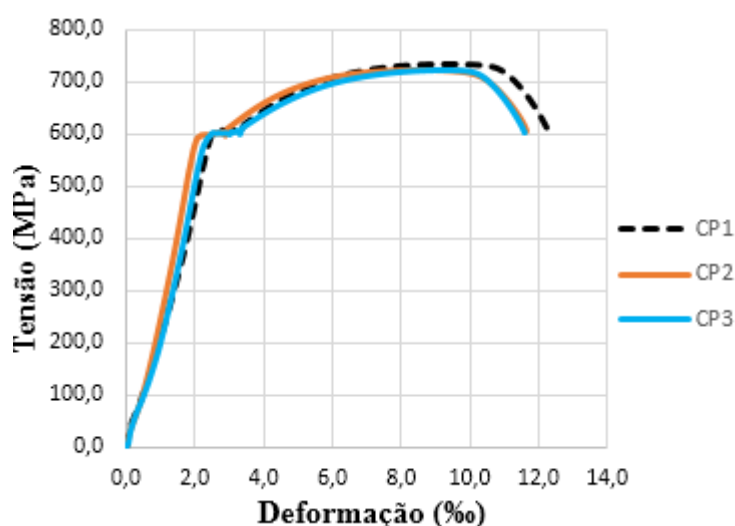
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas da armadura do bloco

C. P.	$\varepsilon_y$ (‰)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\varepsilon_{y,m}$ (‰)	$f_{y,m}$ (MPa)	$f_{u,m}$ (MPa)	$E_{s,m}$ (GPa)
1	2,72	607,2	733,7	2,45	601,5	726,6	258,0
2	2,17	598,0	723,4				
3	2,46	599,2	722,7				

Nota:  $\varepsilon_y$  é a deformação específica de escoamento do aço;  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço;  $f_u$  é a tensão última do aço;  $\varepsilon_{y,m}$  é a média das deformações específicas do aço;  $f_{y,m}$  é a média das tensões de escoamento do aço;  $f_{u,m}$  é a média das tensões últimas do aço;  $E_{s,m}$  é a média dos módulos de deformação longitudinal do aço.

Fonte: O autor

Figura 5.1 – Curvas de tensão versus deformação das barras de aço



Fonte: O autor

### 5.2.2 Concreto dos pilares

Com relação ao concreto do pilar, foram determinados a resistência à compressão ( $f_c$ ) e resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ). Ambos foram determinados na véspera da realização dos ensaios dos blocos, por meio dos ensaios padronizados pelas normas ABNT NBR 5739 (2018) e ABNT NBR 7222 (2011). As Tabelas 5.2 e 5.3 mostram os resultados de resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral, respectivamente.

Tabela 5.2 – Concreto dos pilares: resistência à compressão

C. P.	$f_c$ (MPa)	Média (MPa)	Idade (dias)
1	39,41	40,53	117
2	40,52		
3	41,67		

Fonte: O autor

Tabela 5.3 – Concreto dos pilares: resistência à tração por compressão diametral

C. P.	$f_{ct,sp}$ (MPa)	Média (MPa)	Idade (dias)
1	3,68	3,87	117
2	3,93		
3	3,99		

Fonte: O autor

### 5.2.3 Concreto dos blocos

Com o concreto dos blocos se teve um maior controle, com relação ao desenvolvimento de sua resistência nos primeiros 28 dias a partir da moldagem. A Tabela 5.4 mostra os resultados de resistência à compressão até o período de 171 dias (véspera dos ensaios dos blocos), determinados em concordância com a ABNT NBR 5739 (2018), e a Figura 5.2 mostra a evolução da resistência à compressão até os 28 dias. Nota-se que após os 14 dias não houveram ganhos significativos de resistência.

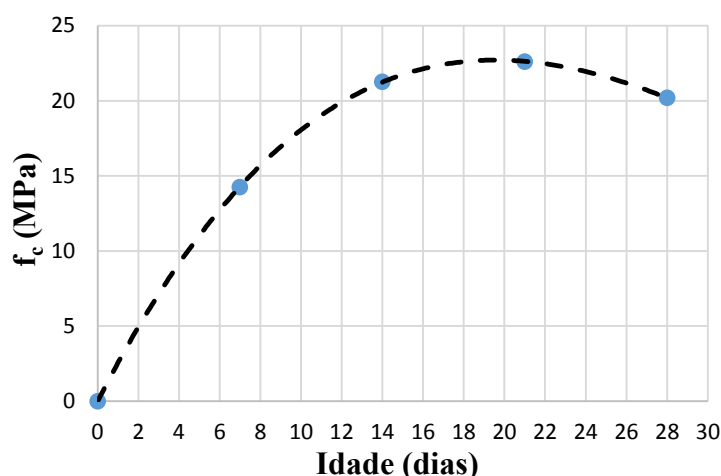
Tabela 5.4 – Concreto dos blocos: desenvolvimento da resistência à compressão

C. P.	$f_c$ (MPa)	Média (MPa)	Idade (dias)
1	13,87	14,22	7
2	13,3		
3	15,50		
1	21,98	21,28	14
2	20,58		
1	22,25	22,60	21
2	22,96		
1	22,93	20,20	28
2	17,47		
1	20,01	20,03	171
2	20,05		
3	16,14		

Nota: Os resultados em vermelho foram desconsiderados por serem muito destoantes da tendência observada.

Fonte: O autor

Figura 5.2 – Evolução da resistência à compressão até os 28 dias



Fonte: O autor

Para se ter um maior grau de certeza de que os corpos de prova ensaiados sob compressão realmente representavam a resistência à compressão do concreto dos blocos, foram extraídos 4 corpos de prova dos blocos conforme o procedimento estabelecido pela norma ABNT NBR 7680-1 (2015). Tais corpos de prova foram retirados de regiões menos solicitadas pelo ensaio, que não apresentavam fissuras visíveis, com relação entre altura e diâmetro igual a 2 (diâmetro igual a 10,0 cm e altura igual a 20,0 cm), conforme recomenda a norma citada. A Tabela 5.5 mostra a resistência à compressão dos corpos de prova extraídos, já com os valores corrigidos conforme os coeficientes da ABNT NBR 7680-1 (2015).

Tabela 5.5 – Concreto dos blocos: resistência à compressão dos testemunhos

C. P.	$f_c$ (MPa)	Média (MPa)	Idade (dias)
1	22,02	20,26	171
2	19,18		
3	20,33		
4	19,52		

Fonte: O autor

As Tabelas 5.6 e 5.7 apresentam os resultados de tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, respectivamente, obtidos a partir de ensaios realizados em concordância com as normas ABNT NBR 7222 (2011) e ABNT NBR 8522 (2017), em que:  $E_{ci,exp}$  é o módulo de elasticidade longitudinal determinado experimentalmente.

Tabela 5.6 – Concreto dos blocos: resistência à tração por compressão diametral

C. P.	$f_{ct,sp}$ (MPa)	Média (MPa)	Idade (dias)
1	1,74	1,63	171
2	1,67		
3	1,49		

Fonte: O autor

Tabela 5.7 – Concreto dos blocos: módulo de elasticidade secante

C. P.	$E_{cs,exp}$ (GPa)	Média (GPa)	Idade (dias)
1	13,5	12,03	171
2	10,8		
3	11,8		

Fonte: O autor

### 5.3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS

O ensaio dos blocos foi feito em dias diferentes ao longo de uma semana. Todos os ensaios foram realizados em estágios crescentes de carregamento, com um período de carga mantida estática em cada estágio para que se pudesse marcar e documentar as fissuras, na medida em que estas surgiam e/ou se propagavam. A partir de uma certa carga, igual a aproximadamente 200 kN, o carregamento foi aplicado de forma constante até a ruptura, sem estágios de carga estática.

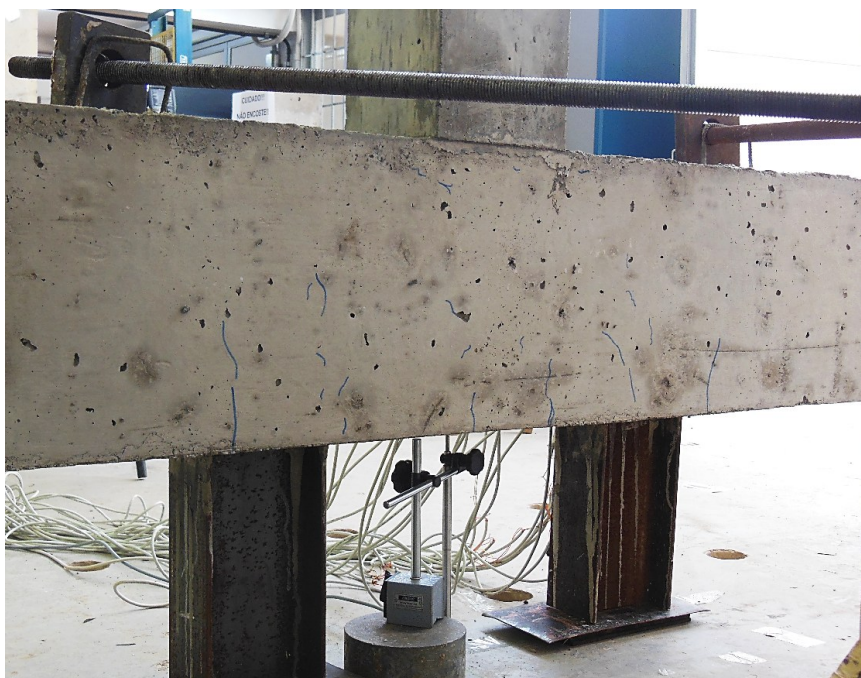
#### 5.3.1 Comportamento geral dos modelos

Todos os blocos ensaiados apresentaram um comportamento similar perante a fase de carregamento. As primeiras fissuras visíveis nas faces dos blocos se abriram junto às estacas, em formato vertical, e, posteriormente, se abriram fissuras no meio do vão, também verticais. À medida em que a carga foi incrementada, as fissuras junto às estacas se propagaram para a biela de compressão, se juntando à fissuras inclinadas que surgiram ao longo da biela (fendilhamento).

Apesar da abertura progressiva de fissuras na biela, os blocos só deixaram de resistir à carga aplicada quando ocorreu o esmagamento do concreto na zona nodal superior, junto ao pilar. Neste momento as fissuras da biela se abriram rapidamente e o elemento veio à ruína. Portanto, a ruptura de todos os modelos foi caracterizada por fendilhamento da biela com esmagamento

da zona nodal superior. As Figuras 5.3 e 5.4 mostram as primeiras fissuras (em azul) e as fissuras na ruptura do bloco  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ , em que pode ser observado o comportamento descrito. Os pilares não apresentaram fissuração ou sinais de ruptura e, portanto, funcionaram da maneira esperada, como elementos de transmissão de carga para o bloco.

Figura 5.3 – Bloco  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : Primeiras fissuras



Fonte: O autor

Figura 5.4 – Bloco  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : Fissuras na ruptura



Fonte: O autor

O comportamento dos blocos, descrito anteriormente, foi semelhante ao comportamento dos modelos ensaiados por Delalibera (2006) e Tomaz (2018), que também ensaiaram blocos sobre duas estacas sob condições semelhantes, com destaque ao segundo, que ensaiou blocos sobre duas estacas metálicas com embutimento e inclinação da biela ( $\theta$ ) iguais aos dos modelos do presente estudo.

Apesar de apresentarem comportamento similar, como foi discutido, houveram algumas diferenças na resposta dos modelos ao carregamento. Enquanto os modelos que possuíam armaduras complementares ( $BA_{s,sold4}$  e  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ ) apresentaram certa ductilidade durante a ruína, o modelo sem tais armaduras ( $BA_{s,sold0}$ ) apresentou colapso brusco, com grandes deformações e aberturas de fissuras espessas em um curto espaço de tempo, o que é característico de ruptura frágil.

O modelo  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ , com barras soldadas e estribos, apresentou melhor distribuição das fissuras na biela, com fissuras predominantemente verticais, em contraste com os outros modelos, que apresentaram menor número de fissuras e fissuras mais inclinadas. O panorama de fissuras na ruptura do bloco  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  pode ser visualizado nas Figuras 5.4 e 5.5, em comparação com o panorama de fissuras na ruptura do bloco  $BA_{s,sold0}$ , mostrado na Figura 5.6. Este fenômeno também foi observado nos modelos computacionais, como visto na Figura 3.5 do Capítulo 3.

No modelo  $BA_{s,sold0}$ , sem armaduras complementares, ocorreu o escorregamento da armadura longitudinal do bloco após o esmagamento do nó superior, o que fez com que a fissura inclinada, formada pelas tensões de tração na biela, se propagasse para uma das extremidades do bloco, o que pode ser observado nas Figuras 5.6 e 5.7.

Figura 5.5 – Bloco BA<sub>s,sold</sub>4A<sub>s,estr</sub>: Fissuras na ruptura (Face frontal)



Fonte: O autor

Figura 5.6 – Bloco BA<sub>s,sold</sub>0: Fissuras na ruptura



Fonte: O autor

Figura 5.7 – Bloco BA<sub>s,sold</sub>0: Fissuras na ruptura (Face frontal)



Fonte: O autor

Também foi observada, em todos os modelos, uma fissura paralela à largura do bloco, em sua superfície inferior, junto à face interna da estaca (Figura 5.8), o que indica o desenvolvimento de tensões consideráveis nesta região.

Figura 5.8 –  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ : Fissura junto à estaca metálica



Fonte: O autor

Em todos os modelos foi constatado um plano de ruptura no concreto do bloco junto à face lateral do pilar, na região nodal superior, como mostrado nas Figuras 5.9 e 5.10, que fez com que o pilar se deslocasse levemente em relação à face superior do modelo, na direção vertical, o que demonstra que de fato ocorreu o esmagamento do concreto nessa região.

Figura 5.9 –  $BA_{s,sold}0$ : Plano de ruptura junto ao pilar



Fonte: O autor

Figura 5.10 –  $BA_{s,sold4}$ : Plano de ruptura junto ao pilar

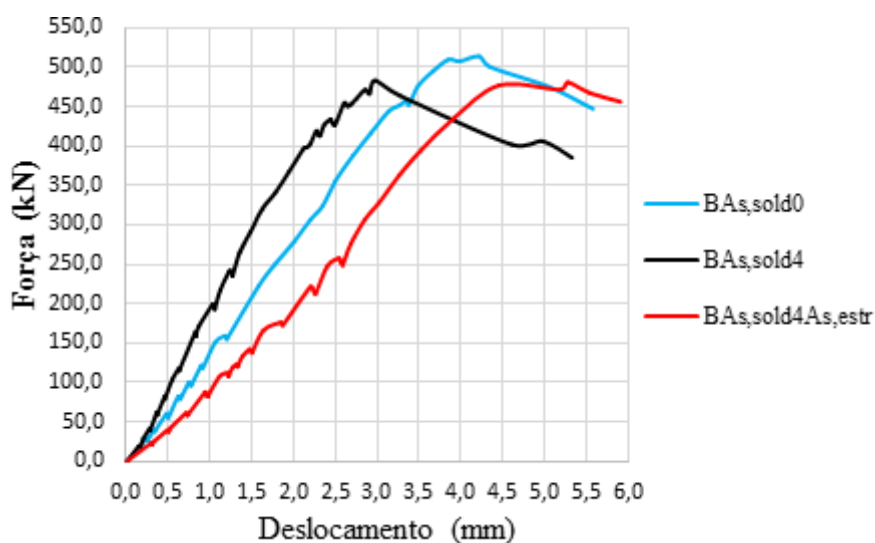


Fonte: O autor

### 5.3.2 Comportamento de forças versus deslocamentos

A Figura 5.11 apresenta os resultados de forças versus deslocamentos verticais no centro geométrico da face inferior dos modelos ensaiados. Como se pode verificar, o modelo  $BA_{s,sold4}$ , com barras soldadas, apresentou maior rigidez dentre os modelos. Por outro lado, a utilização de ambas as armaduras complementares no modelo  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  (barras soldadas e estribos) conferiu ao bloco uma maior ductilidade, em comparação com o modelo  $BA_{s,sold0}$ , sem nenhuma armadura complementar, que apresentou deslocamentos próximos aos do modelo  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  mas rompeu bruscamente. Esta diferença no comportamento de forças versus deslocamentos não foi observada nos modelos computacionais, como visto no Capítulo 3 (Figura 3.4), o que pode ser atribuído às simplificações e adaptações empregadas em tais modelos.

Figura 5.11 – Curvas de forças versus deslocamentos dos modelos ensaiados



Fonte: O autor

### 5.3.3 Análise comparativa das forças últimas

A Tabela 5.8 apresenta as forças últimas ( $F_u$ ) e as forças relativas à primeira fissura ( $F_r$ ). As forças relativas à primeira fissura foram determinadas por meio de método gráfico, em que  $F_r$  foi admitido como sendo igual à força relativa à primeira perda de rigidez do modelo, na sua respectiva curva de força versus deslocamento (primeira mudança de inclinação da curva).

Tabela 5.8 – Forças últimas e forças relativas à primeira fissura

Modelo	$F_r$ (kN)	$F_u$ (kN)	$F_r / F_u$
$BA_{s,sold0}$	20,0	514,12	0,31
$BA_{s,sold4}$	40,0	483,34	0,42
$BA_{s,sold4}A_{s,estr}$	40,0	485,22	0,35

Fonte: O autor

A força última dos modelos foi muito próxima e, portanto, a utilização das armaduras complementares não influenciou na capacidade portante dos blocos, o que confirma as conclusões da análise estatística realizada no Capítulo 3 deste trabalho (Tabelas 3.5 e 3.6).

A Tabela 5.9 mostra as tensões nodais superior ( $\sigma_{ns}$ ) e inferior ( $\sigma_{ni}$ ) na força última, calculadas de acordo com os modelos teóricos de Blévyot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013), apresentados no Capítulo 2. Para a determinação da área da seção transversal da estaca ( $A_{est}$ ), necessária no cálculo da tensão nodal inferior, foi empregada a recomendação de

Tomaz (2018), apresentada no item 2.7.3 deste trabalho e ilustrada na Figura 2.25. Como pode ser verificado, os valores de tensão calculados são muito diferentes entre os modelos, o que evidencia a falta de consenso no meio técnico quanto à abordagem mais adequada para a verificação das regiões nodais.

Tabela 5.9 – Tensões nodais na força última

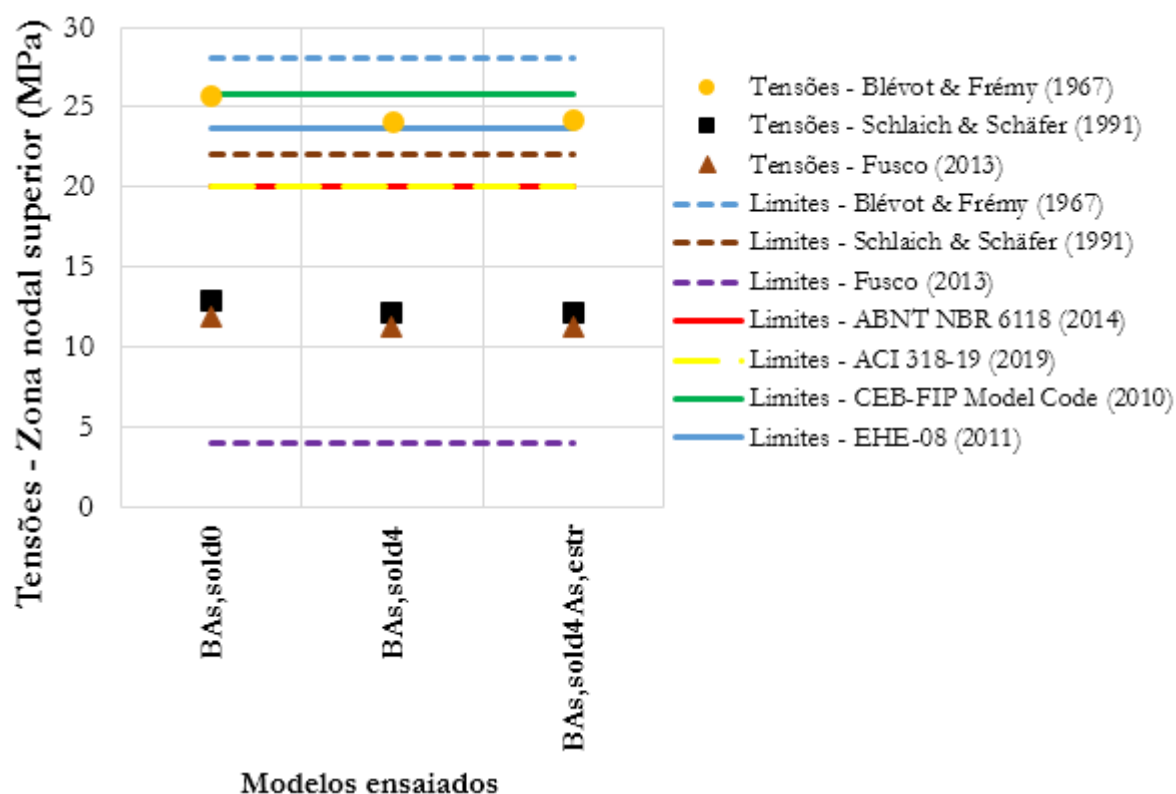
Modelo	$F_{u,experimental}$ (kN)	Tensões nodais (MPa)					
		Blévot & Frémy (1967)		Schlaich & Schäfer (1991)		Fusco (2013)	
		$\sigma_{ns}$	$\sigma_{ni}$	$\sigma_{ns}$	$\sigma_{ni}$	$\sigma_{ns}$	$\sigma_{ni}$
BA <sub>s,sold</sub> 0	514,12	25,71	34,24	12,85	25,37	11,94	12,23
BA <sub>s,sold</sub> 4	483,34	24,17	32,19	12,08	23,85	11,22	11,50
BA <sub>s,sold</sub> 4A <sub>s,estr</sub>	485,22	24,26	32,32	12,13	23,94	11,27	11,54

Fonte: O autor

As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam as tensões nodais na ruptura (representadas pelos pontos), nas regiões nodais superior e inferior, calculadas por meio dos modelos de Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013) em relação aos diferentes limites (representados pelas retas) recomendados para estas tensões, referidos na Tabela 2.10 do Capítulo 2. Para maior adequação dos valores ao presente estudo, de caráter experimental, estes limites foram destituídos dos coeficientes de ponderação das resistências e de efeito de carga de longa duração.

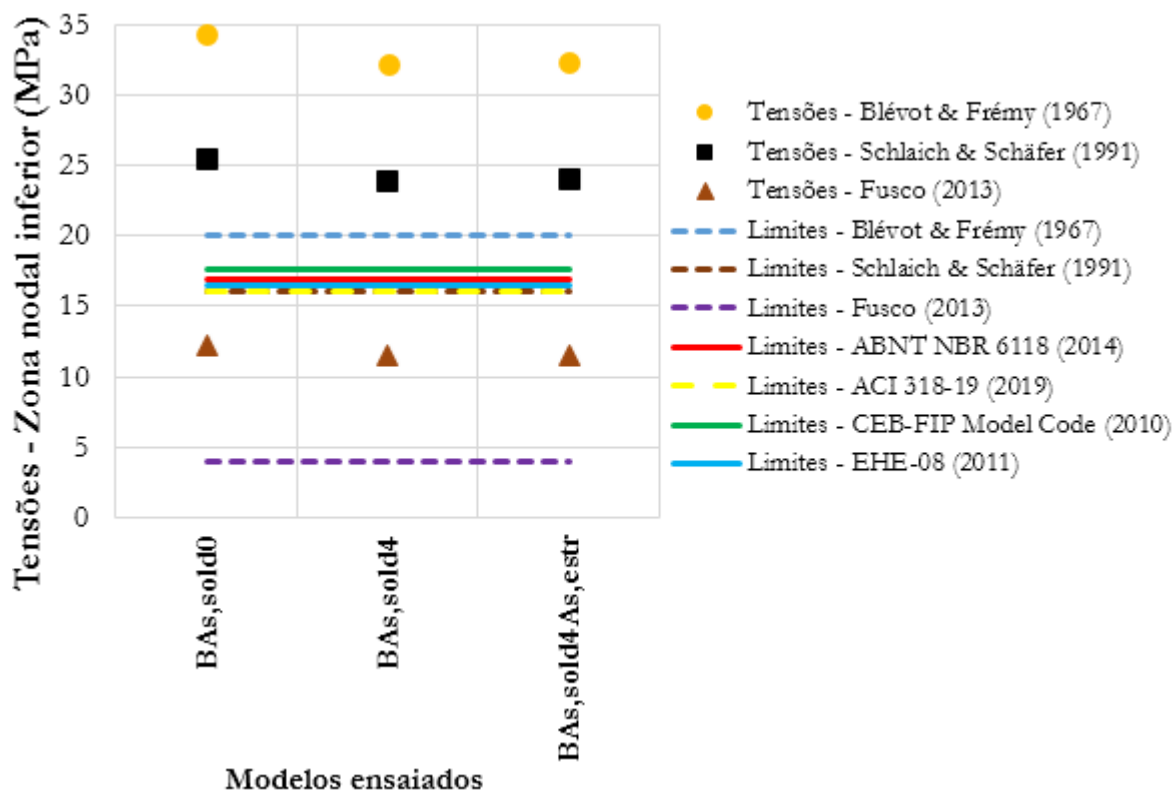
Os limites para as tensões recomendados por Schlaich & Schäfer (1991), ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318-19 (2019) foram mais conservadores em comparação com os outros, enquanto os limites propostos por Blévot & Frémy (1967) foram os mais permissivos. Os limites para as tensões da região nodal inferior foram próximos, enquanto para a região nodal superior os valores apresentaram maior variabilidade.

Figura 5.12 – Relação entre tensões atuantes e tensões limites: Zona nodal superior



Fonte: O autor

Figura 5.13 – Relação entre tensões atuantes e tensões limites: Zona nodal inferior



Fonte: O autor

Destaca-se o modelo de Fusco (2013) e os limites recomendados pelo autor, que foram muito conservadores em relação aos demais, pois as tensões calculadas por meio do modelo do próprio autor foram, em média, 290% maiores do que os respectivos limites. Já para os modelos de Blévyot & Frémy (1967) e Schlaich & Schäfer (1991), a diferença relativa entre as tensões calculadas e as tensões limite foi de, em média, 38% e 48%, respectivamente.

As tensões nodais da região superior, junto ao pilar, ficaram abaixo de alguns limites e acima de outros, enquanto as tensões na região nodal inferior ficaram todas muito acima dos limites, desconsiderando-se as tensões calculadas pelo modelo de Fusco (2013). Isto significa dizer que os valores de força última dos blocos, calculados por meio dos modelos analíticos ( $F_{u,analítico}$ ), derivam predominantemente da condição imposta à verificação do nó inferior.

A Tabela 5.10 mostra a análise comparativa entre as forças últimas observadas experimentalmente e as forças últimas calculadas por meio dos modelos teóricos de Blévyot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013). Para a determinação dos resultados mostrados na Tabela 5.10 foram utilizadas as equações apresentadas no Capítulo 2, bem como os respectivos limites de cada modelo. Para melhor entendimento do equacionamento empregado, as Equações 5.2, 5.3 e 5.4 ilustram o procedimento utilizado para o cálculo da força última analítica por meio do modelo de Blévyot & Frémy (1967), consideradas as condições relativas a cada nó (limite da tensão nodal). Observa-se que  $f_{cd}$  foi tomado como sendo igual a  $f_c$ , obtido experimentalmente (Tabela 5.4) e, além disto, esta análise também compreendeu o bloco BEmb10sch ensaiado por Tomaz (2018), que apresentou comportamento similar ao dos blocos ensaiados no presente estudo (ruína por fendilhamento da biela).

$$\sigma_{ns} = \frac{F}{A_c \cdot \sin^2(\theta)} \leq 1,4 \cdot f_{cd} \rightarrow F(\mathbf{N.S.}) \leq 1,4 \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot \sin^2(\theta) \quad (5.2)$$

$$\sigma_{ni} = \frac{F}{2 \cdot A_{est} \cdot \sin^2(\theta)} \leq 1,0 \cdot f_{cd} \rightarrow F(\mathbf{N.I.}) \leq 2,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{est} \cdot \sin^2(\theta) \quad (5.3)$$

$$F_{u,analítico} \leq \begin{cases} F(\mathbf{N.S.}) \leq 1,4 \cdot f_{cd} \cdot A_c \cdot \sin^2(\theta) \\ F(\mathbf{N.I.}) \leq 2,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{est} \cdot \sin^2(\theta) \end{cases} \quad (5.4)$$

O cálculo de  $F_{u,analítico}$  por meio da condição imposta ao nó inferior,  $F(N.I.)$ , conduziu a valores menores, ou seja, realmente a previsão dos modelos de cálculo para a força última deriva desta condição, como mencionado anteriormente.

Tabela 5.10 – Análise comparativa das forças últimas: Modelos de Blévet & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013)

Modelo	$F_{u,experimental}$ (kN)	F (N.S.) e F (N.I.) (kN)					
		Blévet & Frémy (1967)		Schlaich & Schäfer (1991)		Fusco (2013)	
		N.S.	N.I.	N.S.	N.I.	N.S.	N.I.
$BA_{s,sold0}$	514,12						
$BA_{s,sold4}$	483,34	560,8	<b>300,7</b>	881,3	<b>324,8</b>	172,5	<b>168,4</b>
$BA_{s,sold4A_{s,estr}}$	485,22						
$BEmb10sch^*$	578,65	785,3	<b>357,8</b>	1234,1	<b>366,4</b>	236,7	<b>200,4</b>

N.S. se refere à  $F_{u,analítico}$  calculado por meio da tensão nodal superior, considerando a condição relativa a este nó (limite da tensão nodal); N.I. se refere à  $F_{u,analítico}$  calculado por meio da tensão nodal inferior, considerando a condição relativa a este nó (limite da tensão nodal). \*Bloco ensaiado por Tomaz (2018).

Fonte: O autor

O procedimento para determinação de  $F_{u,analítico}$  por meio do modelo de Meléndez *et al.* (2019) é diferente dos demais pois compreende método gráfico e não há formulação para determinar as tensões nodais e nem a resistência de cada região nodal em termos de força –  $F(N.S.)$  e  $F(N.I.)$  – como é feito nos demais modelos. As Figuras 5.14 e 5.15 apresentam os gráficos de Força versus  $\theta$ , conforme o modelo de Meléndez *et al.* (2019), dos modelos analisados. Nota-se que para os cálculos realizados a área da estaca foi considerada como sendo o retângulo que contém os limites do perfil metálico, como é sugerido por Tomaz (2018).

Como apresentado no Capítulo 2, para o método de Meléndez *et al.* (2019)  $F_{u,analítico}$  é igual ao menor valor de força relativo aos pontos de intercessão entre as funções. Quando  $F_{u,analítico}$  é resultante da intercessão entre as funções  $F_{ns,1}$  e  $F_{ns,2}$ , espera-se que a ruína ocorra por fendilhamento da biela, portanto o modelo previu corretamente o modo de ruptura dos modelos analisados.

Figura 5.14 –  $F_{u,analítico}$  do espécimes  $BA_{s,sold0}$ ,  $BA_{s,sold4}$  e  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  conforme modelo de Meléndez *et al.* (2019)

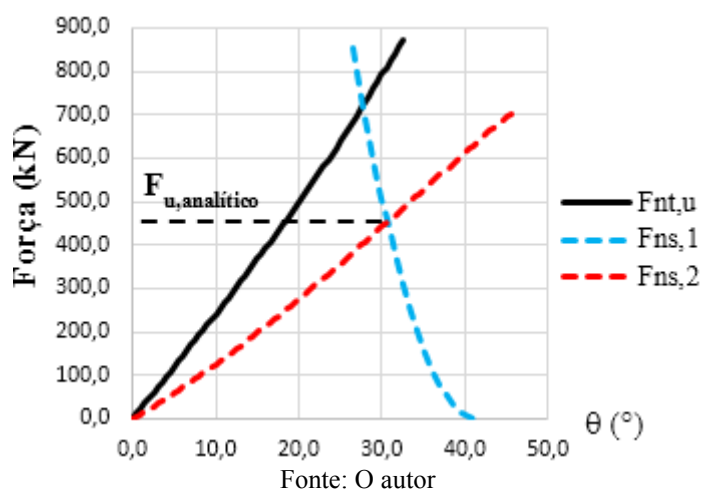
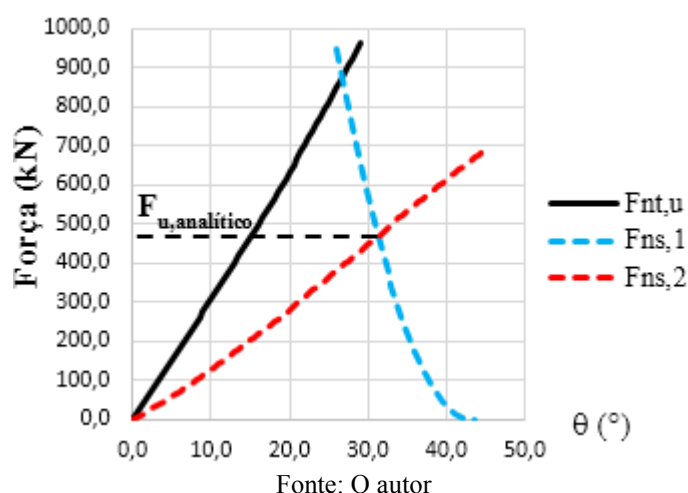


Figura 5.15 –  $F_{u,analítico}$  do espécime BEmb10sch, ensaiado por Tomaz (2018), conforme modelo de Meléndez *et al.* (2019)



A Tabela 5.11 apresenta os valores de  $F_{u,analítico}$  calculados conforme os modelos teóricos abordados, enquanto a Tabela 5.12 apresenta a relação entre  $F_{u,analítico}$  e  $F_{u,experimental}$  de cada modelo.

Os modelos de Blévot & Frémy (1967) e Schlaich & Schäfer (1991) apresentaram uma diferença relativa entre  $F_{u,analítico}$  e  $F_{u,experimental}$  de, em média, 39% e 35%, respectivamente, enquanto com o modelo de Meléndez *et al.* (2019) a diferença foi de, em média, 9%. Já o modelo de Fusco (2013) conduziu à uma diferença relativa de 66% em média.

Tabela 5.11 – Valores de  $F_{u,analítico}$  conforme modelos analíticos

Modelo	$F_{u,experimental}$ (kN)	$F_{u,analítico}$ (kN)			
		Blévot & Frémy (1967)	Schlaich & Schäfer (1991)	Fusco (2013)	Meléndez <i>et al.</i> (2019)
$BA_{s,sold0}$	514,12	300,7	324,8	168,4	462,7
$BA_{s,sold4}$	483,34				
$BA_{s,sold4}A_{s,estr}$	485,22				
$BEmb10sch^*$	578,65	357,8	366,4	200,4	487,9

\*Bloco ensaiado por Tomaz (2018).

Fonte: O autor

Tabela 5.12 – Relação entre  $F_{u,analítico}$  e  $F_{u,experimental}$ 

Modelo	$F_{u,analítico} / F_{u,experimental}$			
	Blévot & Frémy (1967)	Schlaich & Schäfer (1991)	Fusco (2013)	Meléndez <i>et al.</i> (2019)
$BA_{s,sold0}$	0,58	0,63	0,33	0,90
$BA_{s,sold4}$	0,62	0,67	0,35	0,96
$BA_{s,sold4}A_{s,estr}$	0,62	0,67	0,35	0,95
$BEmb10sch^*$	0,62	0,63	0,35	0,84

\*Bloco ensaiado por Tomaz (2018).

Fonte: O autor

O modelo de Meléndez *et al.* (2019) foi o que apresentou a melhor correspondência com os resultados experimentais. Com relação aos modelos de Blévot & Frémy (1967) e de Schlaich & Schäfer (1991), atribui-se a diferença entre  $F_{u,analítico}$  e  $F_{u,experimental}$  à três hipóteses:

- Incertezas na determinação  $A_{est}$  que, como discutido no Capítulo 2, é uma das dúvidas concernentes ao dimensionamento de blocos sobre estacas metálicas;
- Ocorrência de um efeito de pino na região em que a armadura encontra o perfil metálico, que tem resultado favorável sobre a capacidade portante. Este efeito é tanto maior quanto mais armadura houver na faixa entre as estacas;
- Imprecisão do método de cálculo em modelar o comportamento estrutural dos blocos na ruptura, o que também foi apontado por autores como Adebar, Kuchma & Collins (1990), Delalibera (2006) e Meléndez *et al.* (2019), que propuseram modelos refinados de bielas e tirantes.

Admitiu-se que a primeira hipótese mencionada foi verdadeira. Com isto, foi calculado, a partir das Equações 2.2 e 2.5, de Blévot & Frémy (1967) e de Schlaich & Schäfer (1991), o valor que a área da estaca deveria ter para que  $F_{u,analítico}$  fosse igual a  $F_{u,experimental}$ , chamada de  $A_{est}'$ . Este processo foi feito como mostrado nas Equações 5.5 e 5.6, que exemplificam procedimento descrito com base no modelo de Blévot & Frémy (1967).

$$F_{u,analítico} = 2,0 \cdot f_c \cdot A_{est}' \cdot \sin^2(\theta) = F_{u,experimental} \quad (5.5)$$

$$A_{est}' = \frac{F_{u,experimental}}{2,0 \cdot f_c \cdot \sin^2(\theta)} \quad (5.6)$$

Da relação entre  $A_{est}'$  e  $A_{est}$  foi definido um coeficiente de ajuste chamado  $\alpha_{est}$ , como demonstrado pela Equação 5.7, designado a multiplicar a área da estaca  $A_{est}$  no cálculo de  $F_{u,analítico}$  (Equação 5.4). Este coeficiente se justifica pela hipótese de existência de uma área de concreto, maior do que a área  $A_{est}$ , que contribui com o mecanismo de resistência na região nodal inferior juntamente com a área da própria estaca. A Tabela 5.13 mostra os valores de  $A_{est}'$  e  $A_{est}$  de cada modelo.

$$\alpha_{est} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{A_{est,i}'}{A_{est,i}}}{n} \quad (5.7)$$

Tabela 5.13 – Valores de  $A_{est}'$  e  $A_{est}$

Modelo	$A_{est}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{est}'$ (cm <sup>2</sup> )	
		Blévot & Frémy (1967)	Schlaich & Schäfer (1991)
BA <sub>s,sold0</sub>	150,1	256,7	237,7
BA <sub>s,sold4</sub>		241,3	223,4
BA <sub>s,sold4</sub> A <sub>s,estr</sub>		242,5	224,3
BE <sub>mb10sch*</sub>	199,6	322,4	298,5

\*Bloco ensaiado por Tomaz (2018).

Fonte: O autor

O valor obtido para o coeficiente  $\alpha_{est}$  foi de 1,58. A Tabela 5.14 apresenta os resultados de  $F_{u,analítico}$  calculados com a área da estaca ( $A_{est}$ ) sendo multiplicada pelo coeficiente de correção  $\alpha_{est}$ .

Com a aplicação do coeficiente  $\alpha_{est}$  a diferença relativa entre  $F_{u,analítico}$  e  $F_{u,experimental}$  foi de, em média, 3%. Entretanto, em função do número pequeno de resultados analisados não é possível concluir se a utilização do coeficiente  $\alpha_{est}$  é adequada e nem a qual das hipóteses citadas se pode atribuir a diferença relativa entre  $F_{u,analítico}$  e  $F_{u,experimental}$  observada nos resultados obtidos por meio dos modelos de Blévot & Frémy (1967) e de Schlaich & Schäfer (1991), já que modelo de Meléndez *et al.* (2019) conduziu a uma boa correspondência com o emprego da sugestão de Tomaz (2018), de se considerar  $A_{est}$  como a área do retângulo que contém os limites da estaca metálica, o que também foi feito nos outros modelos.

Tabela 5.14 – Relação entre  $F_{u,analítico}$  e  $F_{u,experimental}$  com aplicação do coeficiente  $\alpha_{est}$

Modelo	$F_{u,experimental}$ (kN)	$F_{u,analítico}$ (kN)		$F_{u,analítico} / F_{u,experimental}$	
		Blévot & Frémy (1967)	Schlaich & Schäfer (1991)	Blévot & Frémy (1967)	Schlaich & Schäfer (1991)
BA <sub>s,sold0</sub>	514,12			0,88	0,95
BA <sub>s,sold4</sub>	483,34	475,1	513,2	0,93	1,01
BA <sub>s,sold4</sub> A <sub>s,estr</sub>	485,22			0,93	1,00
BEmb10sch*	578,65	565,3	578,9	0,93	0,95

\*Bloco ensaiado por Tomaz (2018).

Fonte: O autor

#### 5.3.4 Extensômetros da armadura e dos perfis metálicos

Como mencionado previamente, cada um dos blocos foi instrumentado com 3 extensômetros na armadura longitudinal e 2 extensômetros na estaca metálica. A Figura 5.16 rememora o posicionamento dos extensômetros utilizados nos materiais metálicos, já detalhado no Capítulo 4, enquanto os resultados das deformações nos extensômetros fixados nas armaduras dos blocos (e1, e2 e e3) estão apresentados na Figura 5.17.

Constatou-se que a deformação não foi constante ao longo do comprimento da armadura, como é idealizado pelos modelos de bielas e tirantes, sendo maior no meio do vão (extensômetro e3) e menor na região próxima à estaca (extensômetro e1). Este comportamento também foi observado nos estudos de Adebar, Kuchma & Collins (1990), Delalibera (2006), Buttignol & Almeida (2012), Munhoz & Giongo (2017) e Tomaz (2018). Nota-se que os autores citados ensaiaram tanto blocos sobre estacas de concreto quanto blocos sobre estacas metálicas.

Pode-se observar também que, no modelo  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ , todos os extensômetros apresentaram curvas de força versus deformação praticamente lineares, enquanto no modelo  $BA_{s,sold}0$  os extensômetros das regiões mais solicitadas (e2 e e3) deixaram de exibir este comportamento linear quando a força ultrapassou a força relativa à primeira fissura ( $F_r$ ), o que também ocorreu no extensômetro e3 do bloco  $BA_{s,sold}4$ .

Figura 5.16 – Extensômetros nos perfis metálicos e na armadura (dimensões em cm)

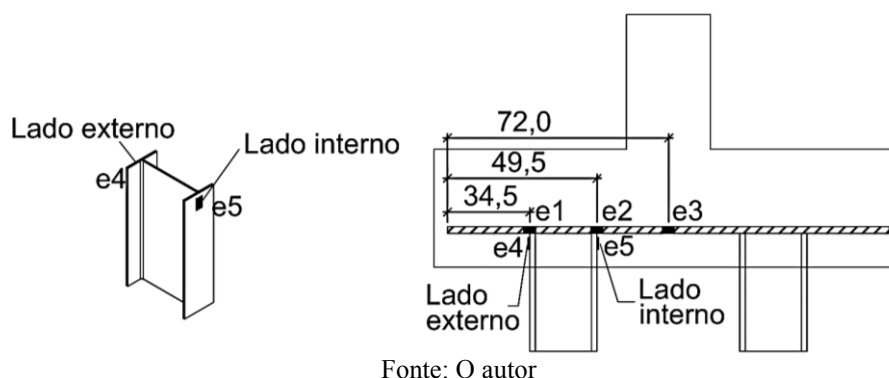
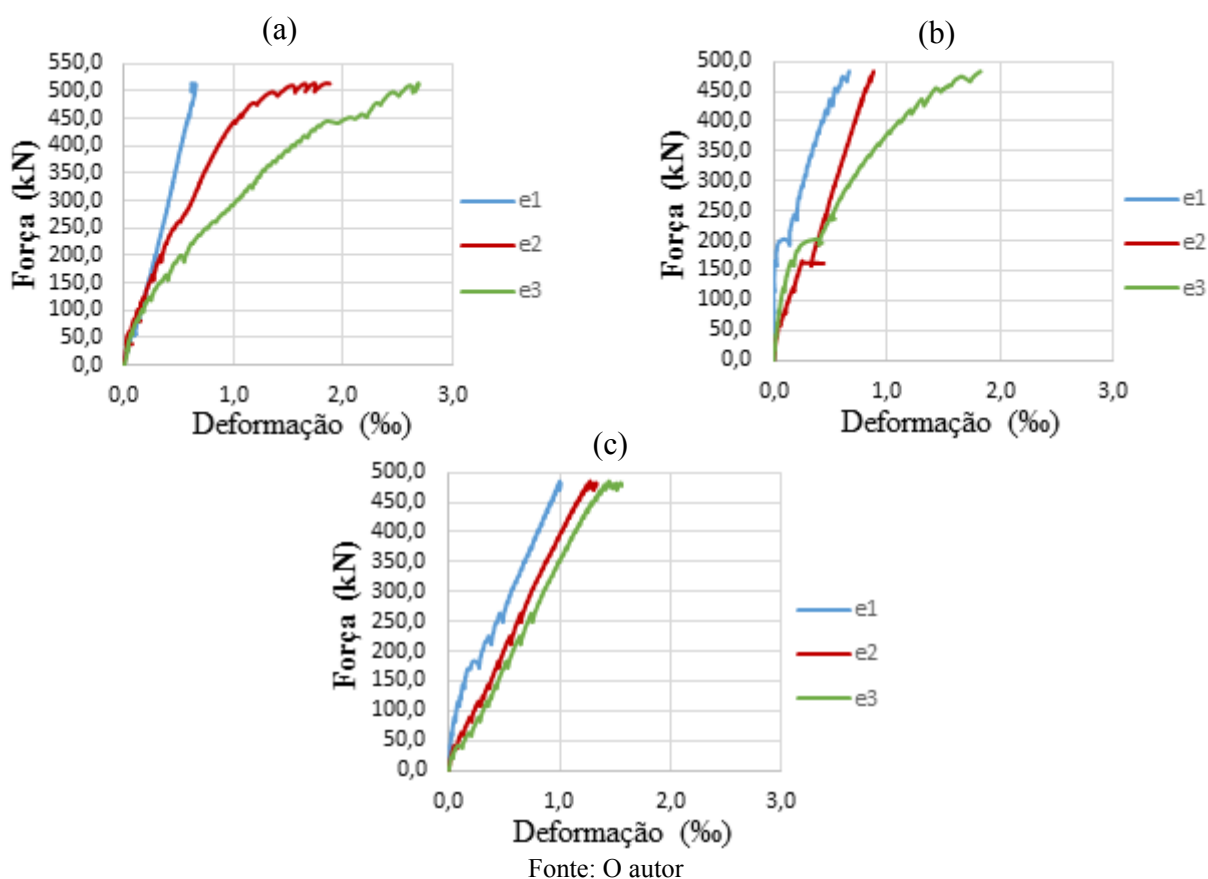
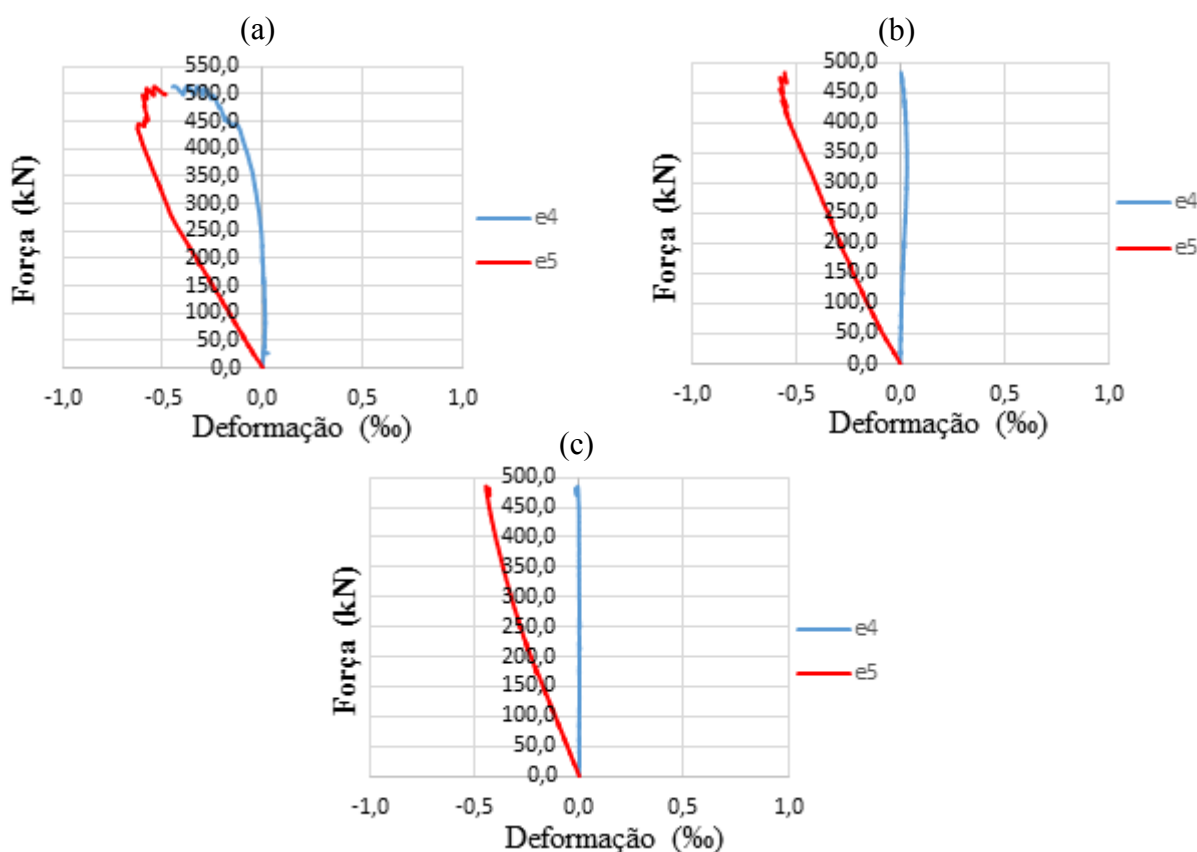


Figura 5.17 – Deformação nos extensômetros da armadura: (a)  $BA_{s,sold}0$ ; (b)  $BA_{s,sold}4$ ; (c)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$



A Figura 5.18 mostra as deformações observadas nos extensômetros fixados nas abas opostas dos perfis metálicos. Verificou-se que em todos os blocos a aba mais interna do perfil (extensômetro e5) foi mais solicitada que a aba mais externa (extensômetro e4), ou seja, a seção transversal do perfil metálico não foi solicitada uniformemente, como é idealizado pelos modelos de bielas e tirantes (eixo da biela encontra o eixo centroidal da estaca), e, desse modo, a estaca metálica está sujeita à flexo-compressão. Isto também foi observado nos modelos computacionais apresentados no Capítulo 3 do presente trabalho, bem como nos estudos de Delalibera (2006), Buttignol & Almeida (2012), Tomaz (2018) e Meléndez *et al.* (2019).

Figura 5.18 – Deformação nos extensômetros das estacas: (a)  $BA_{s,sold0}$ ; (b)  $BA_{s,sold4}$ ; (c)  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$



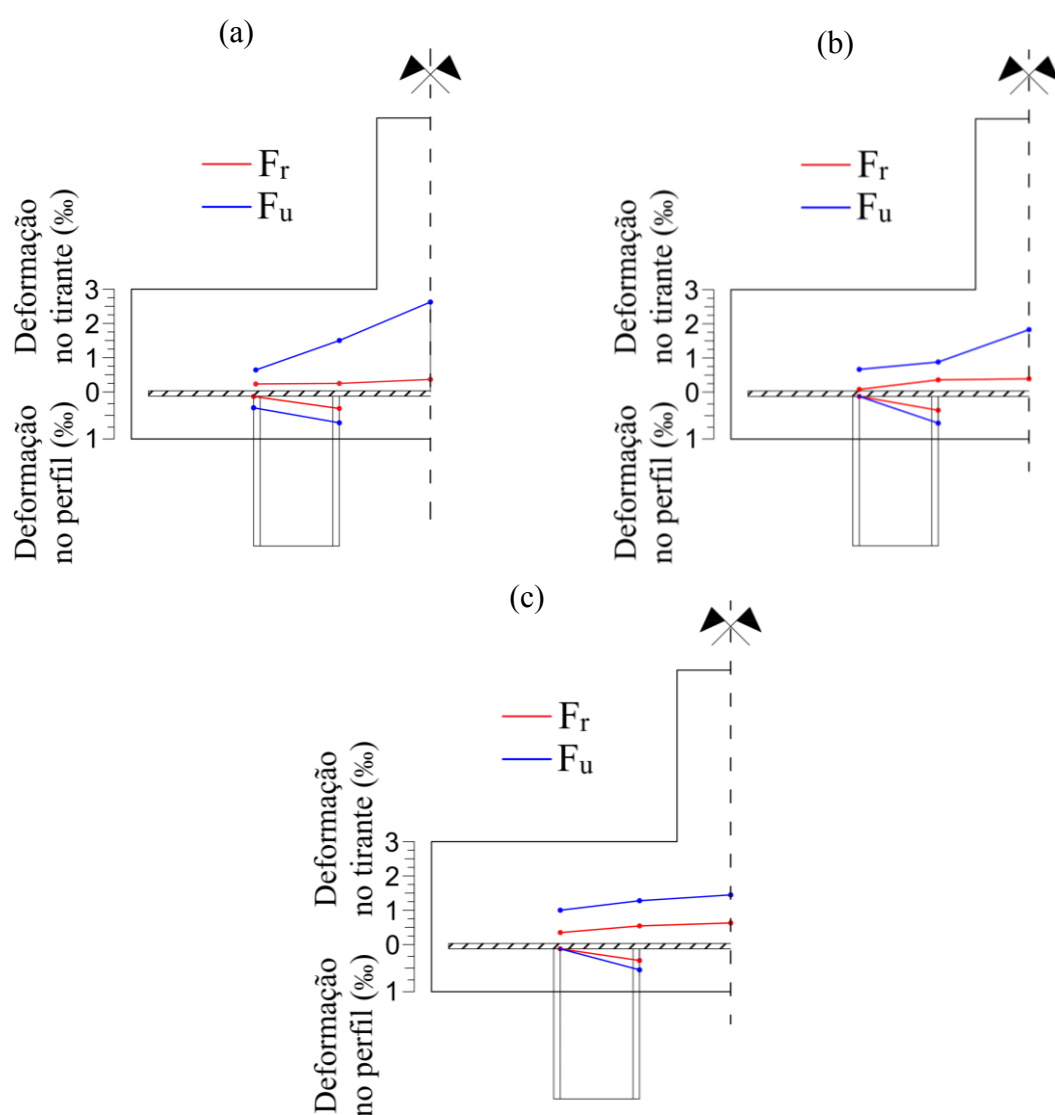
Fonte: O autor

Para demonstrar melhor a resposta dos materiais metálicos ao carregamento, a Figura 5.19 ilustra as deformações na armadura e no perfil, nos instantes de aplicação da força relativa à primeira fissura ( $F_r$ ) e da força última ( $F_u$ ).

Quando os blocos foram carregados com  $F_u$  observa-se uma grande diferença na deformação da armadura ao longo de seu comprimento, com exceção da armadura do bloco  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$ , que apresentou deformações de valor muito próximo. Já para uma força aplicada igual à  $F_r$ , que é menor que 50% de  $F_u$ , a deformação nos extensômetros e2 e e3 é muito próxima, havendo uma maior diminuição destas em relação ao extensômetro e1, mais próximo da extremidade do bloco. Isto também foi observado nos experimentos de Delalibera (2006) e de Tomaz (2018).

Figura 5.19 – Deformação nos extensômetros da armadura e dos perfis metálicos:

(a)  $BA_{s,sold}0$ ; (b)  $BA_{s,sold}4$ ; (c)  $BA_{s,sold}4A_{s,estr}$



Fonte: O autor

A deformação no extensômetro e3 (meio do vão) do bloco  $BA_{s,sold}0$ , correspondente à aplicação de  $F_u$  (514,12 kN), foi maior do que a deformação de escoamento do aço, porém é improvável

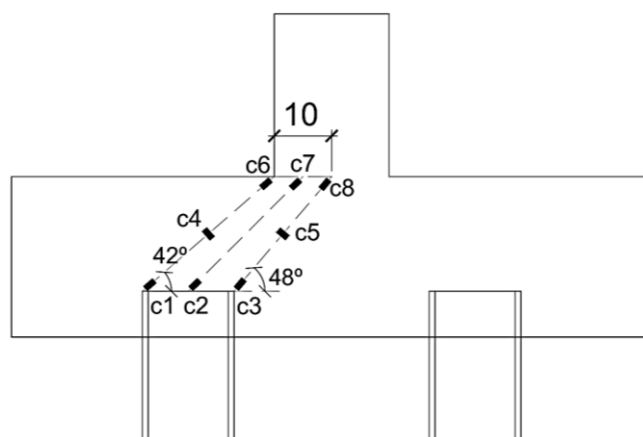
que o aço tenha escoado antes da ruptura, já que a armadura dos blocos foi dimensionada para escoar sob aplicação de uma força igual a 750 kN, muito superior à carga do ensaio, e ainda considerando-se uma tensão de escoamento de 50 kN/cm<sup>2</sup>, que é menor do que a tensão de escoamento obtida experimentalmente (Tabela 5.1). A hipótese é que tenha ocorrido fissuração no concreto e/ou escorregamento da armadura neste ponto, o que é corroborado pelo fato de que na curva de força vs deformação (Figura 5.17a) se pode observar um grande aumento no valor de deformação sem um incremento significativo na força aplicada.

### 5.3.5 Extensômetros do concreto

A Figura 5.20 rememora a posição dos extensômetros fixados no concreto da face lateral do bloco, que tiveram o propósito de verificar o comportamento das deformações na biela de compressão, para assim compará-lo ao comportamento observado nos modelos computacionais desenvolvidos e nos estudos experimentais de Delalibera (2006), Buttignol & Almeida (2012), Tomaz (2018) e Meléndez *et al.* (2019), nos quais se verificou que as tensões de compressão têm maior intensidade na parte mais interna da estaca (extensômetro c3) e na face lateral do pilar (extensômetro c6).

A medição experimental de deformações no concreto pode apresentar dificuldades pois o material tem baixa resistência à tensões de tração e, portanto, fissura facilmente. Geralmente, quando uma fissura cruza o extensômetro há um grande aumento no valor das deformações sem que haja aumento correspondente da força aplicada e, por consequência, as leituras ficam prejudicadas.

Figura 5.20 – Posição dos extensômetros no concreto da face do bloco (dimensões em cm)

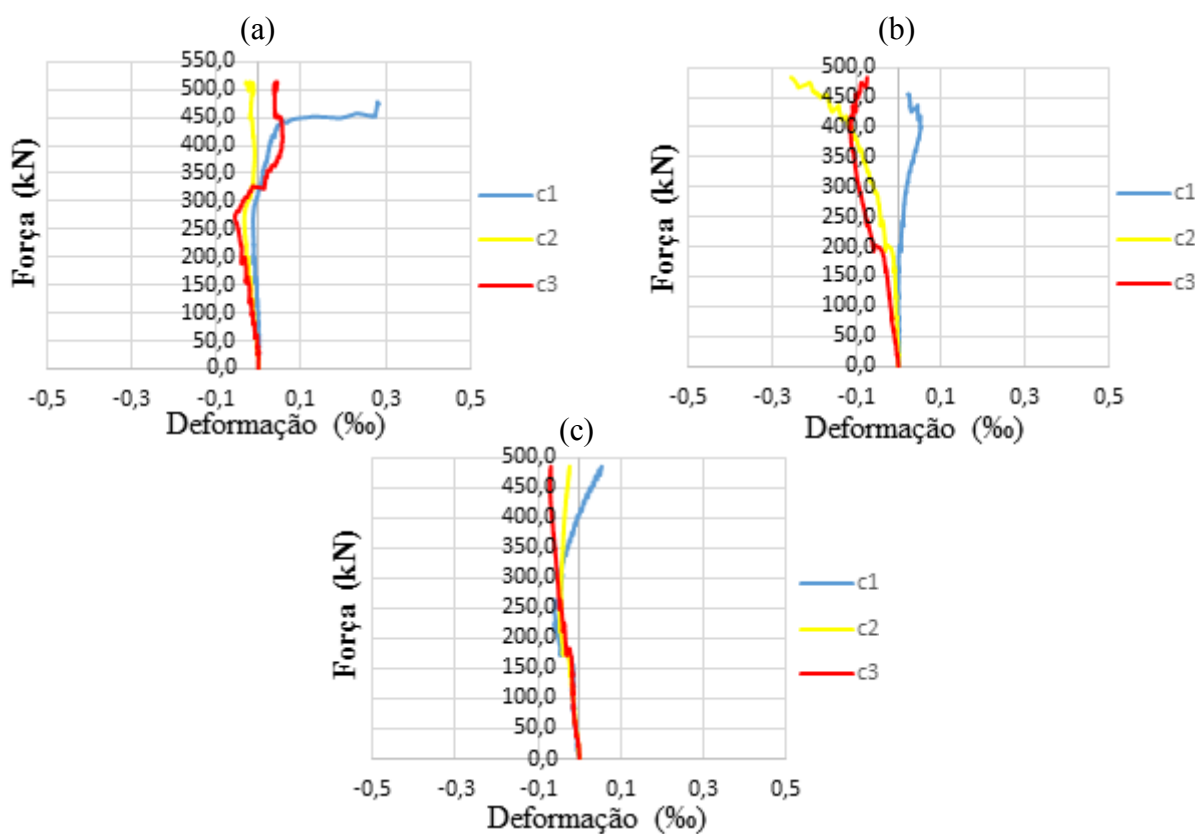


Fonte: O autor

A Figura 5.21 mostra as curvas de força versus deformação dos extensômetros c1, c2 e c3, próximos à estaca (região nodal inferior). Como se pode observar, em todos os blocos o padrão foi de deformações de valor próximo até um certo nível de carregamento, quando então o extensômetro c3 passou a apresentar maiores deformações negativas (encurtamento) em relação ao extensômetro c1, que chegou até a apresentar deformações positivas (alongamento).

Houveram alguns problemas de leitura nos extensômetros c1, c2 e c3, relacionados ao surgimento de muitas fissuras nessa região, como pode ser visto nas fotos dos ensaios já apresentadas (Figuras 5.3 a 5.10). No bloco  $BA_{s,sold0}$  (Figura 5.21a), houveram fissuras nas posições dos extensômetros c1 (próximo a 450 kN) e c3 (próximo a 275 kN), que fizeram com que o padrão de resposta destes extensômetros variasse bruscamente. Já no bloco  $BA_{s,sold4}$  (Figura 5.21b), ocorreu o mesmo no extensômetro c2 (próximo a 400 kN), que passou a apresentar maiores deformações de encurtamento que o extensômetro c3, o que contrasta com o comportamento esperado. O bloco  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  (Figura 5.21c) não apresentou problemas de leitura.

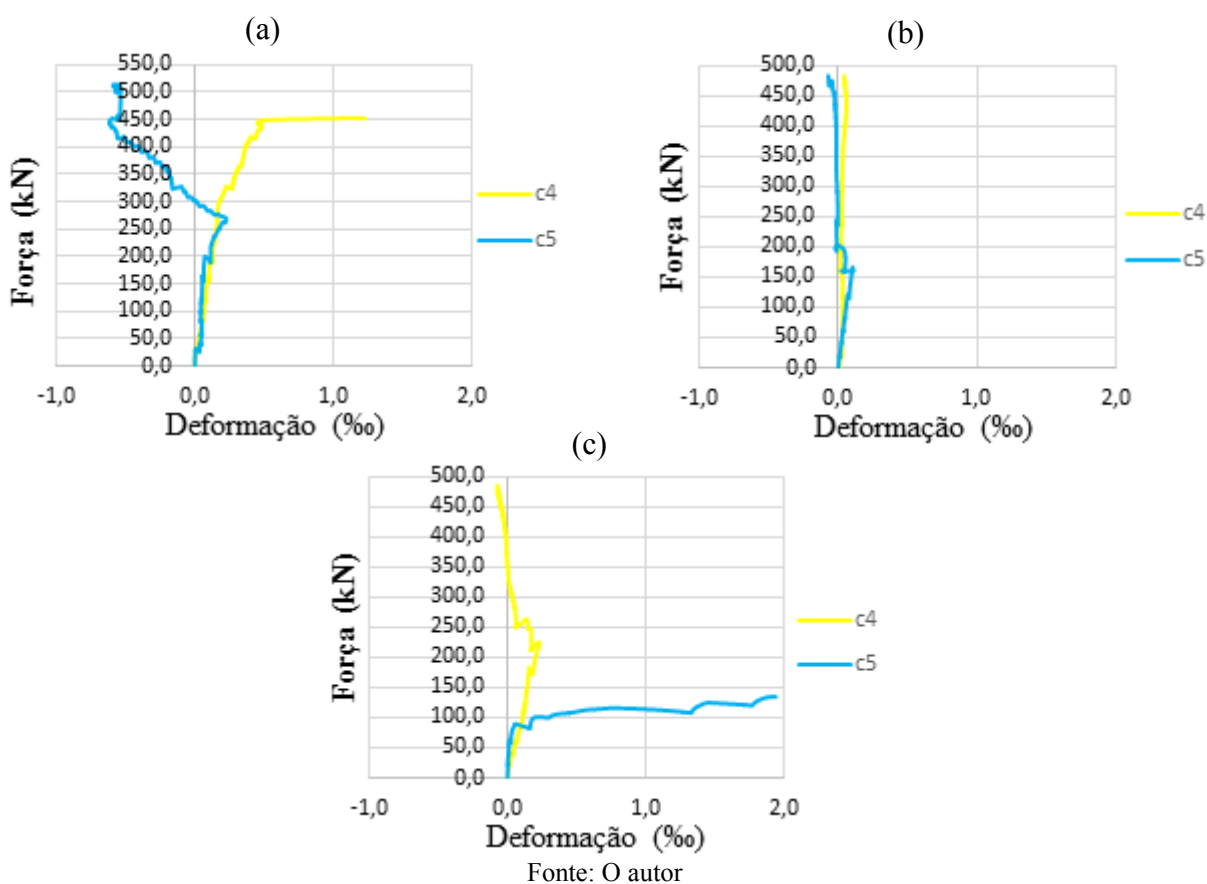
Figura 5.21 – Deformação nos extensômetros do concreto c1, c2 e c3: (a)  $BA_{s,sold0}$ ; (b)  $BA_{s,sold4}$ ; (c)  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$



Fonte: O autor

A Figura 5.22 apresenta as deformações nos extensômetros c4 e c5, posicionados de forma a verificar o comportamento na direção perpendicular ao contorno da biela ao meio da altura, que, teoricamente, seria de alongamento. Se observou que desde os estágios iniciais de carregamento os dois extensômetros sofreram alongamento, ou seja, de fato nesta região surgiram tensões de tração. Não houve um padrão bem definido de resposta, o que também pode ser relacionado ao surgimento de fissuras que prejudicaram as leituras.

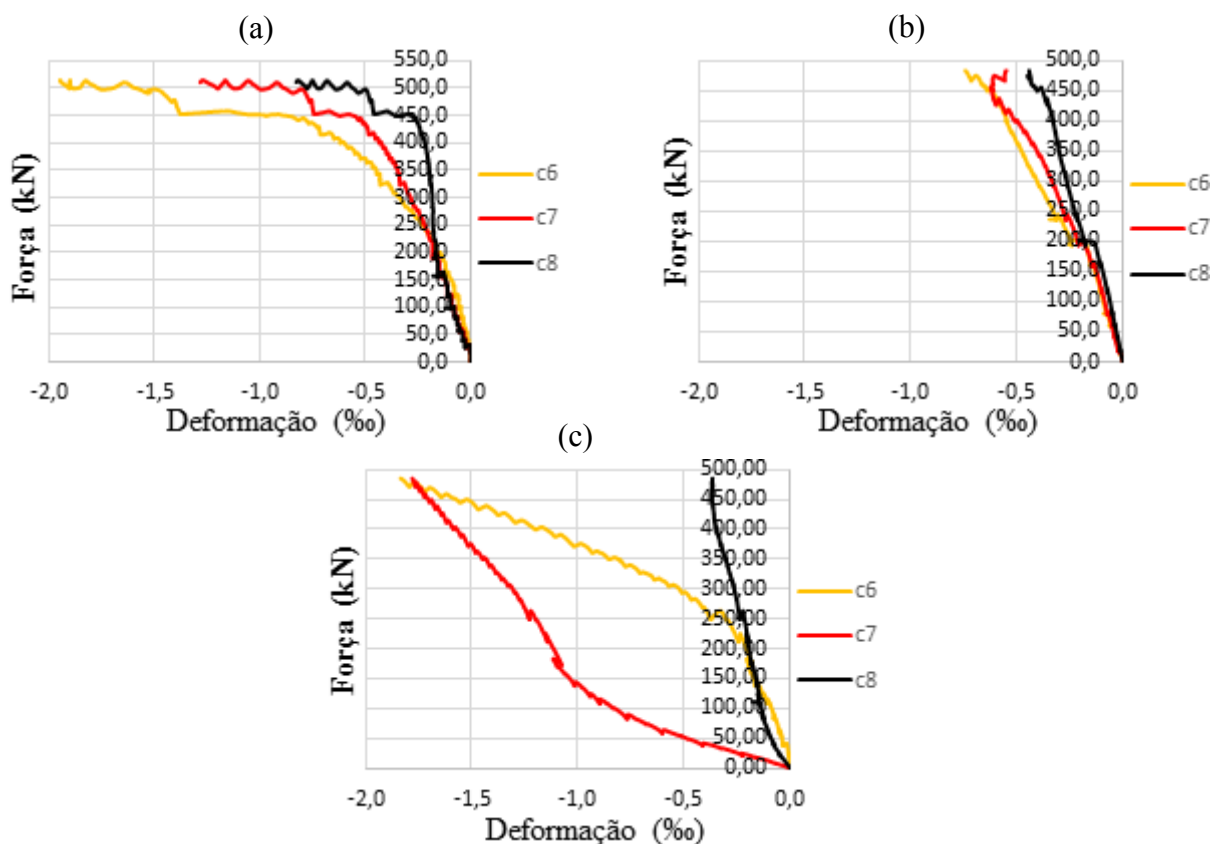
Figura 5.22 – Deformação nos extensômetros do concreto c4 e c5: (a)  $BA_{s,sold0}$ ; (b)  $BA_{s,sold4}$ ; (c)  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$



A Figura 5.23 traz as deformações nos extensômetros c6, c7 e c8, situados próximo à região nodal superior. A resposta foi semelhante à dos extensômetros próximos à região nodal inferior (Figura 5.21), com deformações de valor muito próximo até um certo nível de carregamento. Após esse nível, o extensômetro c6, próximo da face do pilar, passou a apresentar as maiores deformações de encurtamento (com exceção do bloco  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$ , no qual uma fissura no extensômetro c7 prejudicou as leituras), enquanto o extensômetro c8, próximo ao meio do pilar, exibiu deformações de menor intensidade. Em outras palavras, a partir desse estágio de

carregamento, as tensões de compressão foram mais intensas no ponto próximo à face do pilar (extensômetro c6), diminuindo progressivamente até o centro do pilar. Este comportamento está em concordância com os modelos computacionais desenvolvidos neste trabalho e com os estudos experimentais de Delalibera (2006), Buttignol & Almeida (2012), Tomaz (2018) e Meléndez *et al.* (2019).

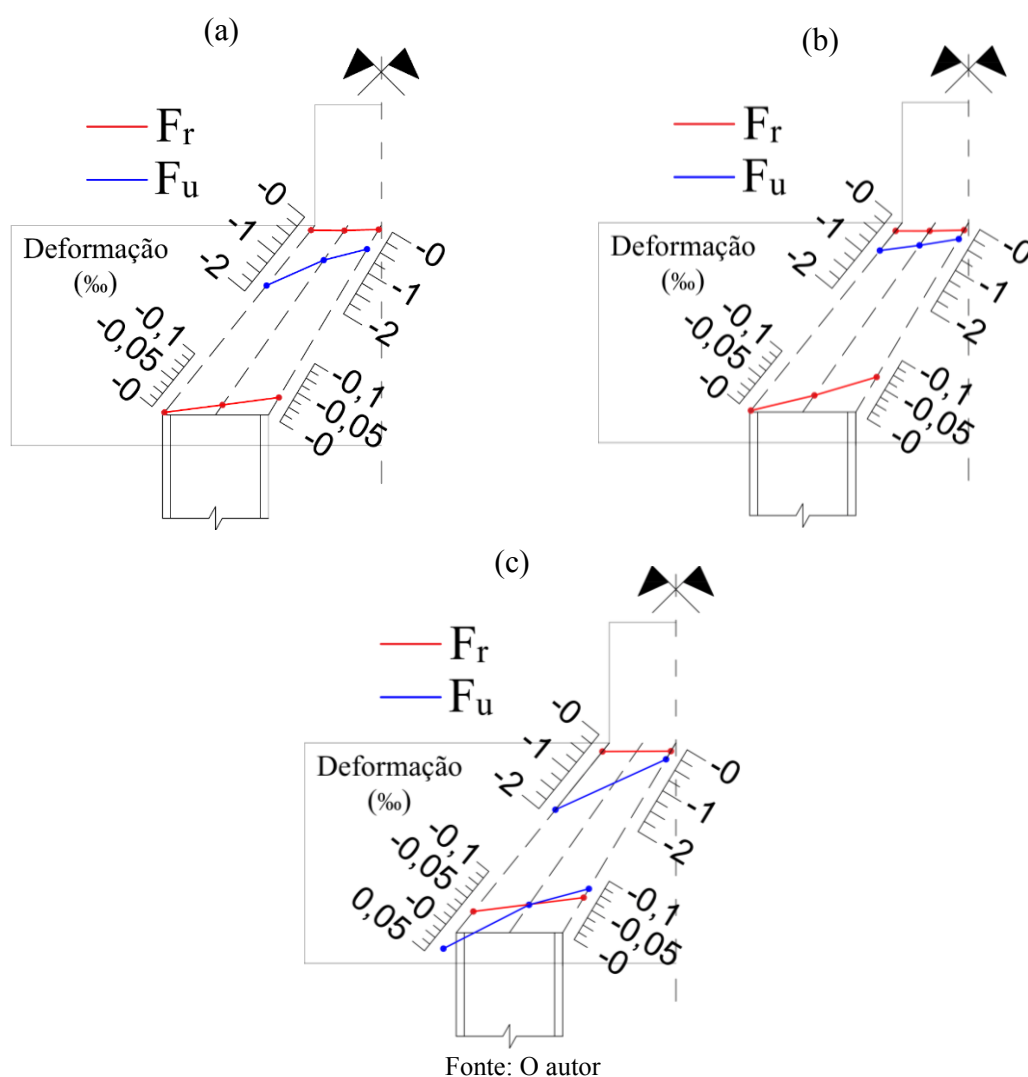
Figura 5.23 – Deformação nos extensômetros do concreto c6, c7 e c8: (a)  $BA_{s,sold0}$ ; (b)  $BA_{s,sold4}$ ; (c)  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$



Fonte: O autor

Para melhor entendimento do comportamento observado, foi elaborada a Figura 5.24, que mostra as deformações nas regiões nodais inferior e superior em diferentes estágios de carregamento ( $F_r$  e  $F_u$ ), nas direções em que foram feitas as medidas, na qual observou-se que as deformações na região superior foram maiores em valor absoluto do que as deformações na região inferior.

Figura 5.24 – Deformação nas regiões nodais superior e inferior: (a)  $BA_{s,sold0}$ ; (b)  $BA_{s,sold4}$ ; (c)  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$



Os extensômetros empregados na face do bloco proporcionaram somente uma ideia do comportamento da biela, já que esta se forma majoritariamente no interior do bloco. Delalibera (2006) obteve leituras de deformação mais representativas por meio do emprego de largura igual para os elementos constituintes dos protótipos experimentais (pilar, estaca e bloco), o que seria de difícil aplicação em blocos sobre estaca metálicas devido ao formato geométrico do perfil metálico. Uma outra solução possível seria o emprego de extensômetros embebidos no concreto.

### 5.3.6 Critério de caracterização da ABNT NBR 6118 (2014)

Como exposto no Capítulo 2 do presente trabalho, a norma ABNT NBR 6118 (2014) apresenta um critério (Equação 2.18) para a caracterização do comportamento estrutural de blocos sobre estacas, que leva em consideração as dimensões do bloco e do pilar, diferenciando entre blocos nos quais a transferência de cargas ocorre predominantemente por meio de bielas comprimidas (blocos rígidos) e blocos nos quais o comportamento estrutural do conjunto é melhor descrito pela teoria de flexão (blocos flexíveis) e que, portanto, devem ser verificados como lajes, inclusive quanto à possibilidade de punção.

De acordo com o critério da referida norma, todos os blocos ensaiados no presente trabalho são classificados como blocos flexíveis e, no entanto, apresentaram comportamento de blocos rígidos, semelhante ao comportamento observado no estudo de Delalibera (2006), que ensaiou 14 blocos sobre duas estacas e que, conforme o critério normativo, eram classificados como blocos rígidos. Tomaz (2018), que ensaiou 4 blocos sobre duas estacas metálicas de dimensões idênticas e embutimento variável (o que significa dizer que a inclinação da biela  $\theta$  é variável), classificados como flexíveis, verificou que o comportamento estrutural de blocos está relacionado ao ângulo de inclinação da biela de compressão ( $\theta$ ), não à geometria do elemento, já que o autor observou blocos com ruptura por punção e com ruptura característica de bloco rígido.

Com isto, pode-se afirmar que o critério de classificação da norma ABNT NBR 6118 (2014) é inadequado, pois não leva em consideração o ângulo de inclinação da biela de compressão ( $\theta$ ). Em contrapartida, por meio do critério de caracterização apresentado pela norma EHE-08 (2011), que considera a distância horizontal entre a face do pilar e o eixo longitudinal da estaca (que subentende o ângulo, todos os blocos ensaiados neste trabalho e também os ensaiados por Delalibera (2006) e por Tomaz (2018) foram classificados como blocos rígidos. Um dos blocos ensaiados por Tomaz (2018), com embutimento elevado e  $\theta$  igual a  $11,30^\circ$ , classificado como rígido pela referida norma, se rompeu a punção, porém este valor de  $\theta$  é muito baixo e distante dos limites recomendados para modelos de bielas e tirantes, portanto não tem razão de ser utilizado na prática e somente é pertinente à investigações experimentais.

Conclui-se que o critério da norma EHE-08 (2011) representa melhor o comportamento observado nos estudos citados. Isto evidencia a importância de se considerar o parâmetro ângulo de inclinação da biela na classificação do comportamento de blocos sobre duas estacas.

## 6 CONCLUSÕES

### 6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A presente pesquisa teve o fim avaliar diferentes tipos de ligação estaca-bloco em blocos sobre duas estacas metálicas em perfil I e avaliar modelos de cálculos recomendados pela literatura técnica. Foi desenvolvido um programa experimental no qual foram ensaiados 3 blocos sobre duas estacas metálicas, complementado por uma análise numérica que contemplou 63 modelos computacionais. A metodologia empregada foi satisfatória e os objetivos propostos foram alcançados.

### 6.2 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

#### *6.2.1 Comportamento estrutural*

Todos os blocos estudados apresentaram comportamento similar, com ruptura por fendilhamento da biela e esmagamento do concreto na região nodal superior. Além disto, os parâmetros embutimento ( $E_{mb}$ ) e resistência à compressão ( $f_c$ ) foram determinantes no comportamento estrutural dos blocos. A deformação da armadura principal foi maior no meio do vão bloco, diminuindo progressivamente até as extremidades do elemento. Houve concentração de tensões na aba mais interna da estaca (região nodal inferior) e na face do pilar (região nodal superior) e, por consequência, a seção transversal da estaca neste nível foi submetida a flexo-compressão.

#### *6.2.2 Armaduras complementares*

Os tipos de armaduras complementares estudados (barras soldadas nos perfis e armadura em estribos), recomendados na literatura técnica, não influenciaram na capacidade portante dos blocos e a armadura em estribos não foi eficiente em absorver as tensões de tração transversais ao eixo da biela, como idealizado pelo modelo de cálculo concebido no item 4.3.5 deste trabalho. Por outro lado, Xiao & Chen (2013) indicaram que o arranjo da ligação por meio de barras soldadas foi efetivo em transmitir esforços de tração e forças horizontais (situação de sismo).

A armadura em estribos melhorou a distribuição de fissuras e a ductilidade do bloco e, de forma geral, a utilização de armaduras complementares aumentou a relação entre a força relativa à primeira fissura e a força última ( $F_r / F_u$ ) e contribuiu para que a ruptura fosse menos brusca.

### 6.2.3 Modelos de cálculo

Foram analisados os modelos de cálculo recomendados por Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991), Fusco (2013) e Meléndez *et al.* (2019) assim como diversos limites recomendados pela literatura técnica para as tensões nas regiões nodais. Para a determinação da área da estaca na região nodal inferior ( $A_{est}$ ) foi considerada a área do menor retângulo que contém os limites do perfil metálico, como recomendado por Tomaz (2018).

De acordo com os métodos analíticos, a ruína dos blocos estudados se deu por tensão excessiva na região nodal inferior. Contudo, observou-se que há falta de consenso quanto à resistência das regiões nodais. O modelo de Fusco (2013) foi muito conservador, enquanto o modelo de Meléndez *et al.* (2019) apresentou a melhor correspondência com os resultados experimentais.

Foi calculado um coeficiente de ajuste igual a 1,58, designado a multiplicar  $A_{est}$  nos modelos de Blévot & Frémy (1967) e Schlaich & Schäfer (1991). Contudo, em função do número pequeno de resultados analisados não é possível concluir se a utilização de tal coeficiente é adequada.

### 6.2.4 Critério de caracterização da ABNT NBR 6118 (2014)

De acordo com o critério da ABNT NBR 6118 (2014), todos os blocos ensaiados no presente trabalho foram classificados como blocos flexíveis e, no entanto, apresentaram comportamento de blocos rígidos. Por outro lado, o critério de caracterização da norma EHE-08 (2011) classifica os blocos ensaiados neste trabalho como blocos rígidos. Conclui-se que o critério da norma ABNT NBR 6118 (2014) para a caracterização do comportamento estrutural de blocos sobre estacas é inadequado pois não considera a inclinação da biela de compressão ( $\theta$ ), que é um dos parâmetros determinantes no comportamento estrutural de blocos.

### 6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ainda que tenham sido obtidas importantes conclusões, neste trabalho foi realizado um número limitado de ensaios, sendo necessário um número maior de experimentos para serem bem delineadas as influências de certas variáveis. Recomenda-se a utilização de revestimento de cal nas faces do bloco, com o fim de facilitar o registro das fissuras oriundas do carregamento. Sugerem-se, para pesquisas futuras em blocos sobre duas estacas metálicas, os seguintes temas:

- Estudo da influência da quantidade de armadura sobre a capacidade portante, com variação da armadura com análise da hipótese de que na região nodal inferior há um efeito de pino que favorece a capacidade portante;
- Análise numérica de blocos com estacas de fuste longo;
- Análise das deformações ao longo da altura da estaca;
- Estudo da influência da inércia do perfil sobre  $A_{est}$ ;
- Estudo da influência da armadura do pilar sobre o fluxo de tensões do bloco.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-14**: Building code requirements for structural concrete. Michigan: ACI, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-83**: Building code requirements for structural concrete. Michigan: ACI, 1983.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado III**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de produtos e procedimentos**. 2. ed. São Paulo: ABEF, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Concreto - Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7680**: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study. **ACI Structural Journal**, v.87, n. 01, p. 81-92, Jan-Feb. 1990. <https://doi.org/10.14359/2945>

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. Z. Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 05, p. 534-541, Set-Out. 1993. <https://doi.org/10.14359/3948>

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. Z. Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models. **ACI Structural Journal**, v. 93, n. 04, p. 1-12, Jul-Ago. 1996. <https://doi.org/10.14359/9703>

AHMAD, S.; SHAH, A.; ZAMAN, S. Evaluation of the shear strength of four pile cap using strut and tie model (STM). **Journal of the Chinese Institute of Engineers**, v. 32, n. 02, p. 243-249, Jan. 2009. <https://doi.org/10.1080/02533839.2009.9671501>

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. **Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics**, v. 20, n. 230, p. 223-295, Fev. 1967.

BRANSON, D. E. **Deformation of concrete structures**. 1. ed. Nova York: McGraw-Hill, 1977.

BRITISH STANDARDS. **BS 5400-4**: Steel, concrete and composite bridges – Part 4: Code of practice for design of concrete bridges. London: BSi, 1990.

BRITISH STANDARDS. **BS 8110-1**: Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction. London: BSi, 1997.

BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Análise numérica tridimensional de blocos sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 05, n. 02, p. 252-283, Abr. 2012. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952012000200008>

CAVERS, W.; FENTON, G. A. An evaluation of pile cap design methods in accordance with the Canadian design standard. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 31, n. 01, p. 109-119, Fev. 2004. <https://doi.org/10.1139/l03-075>

CHAN, T. K.; POH, C. K. Behavior of precast reinforced concrete pile caps. **Concrete and Building Materials**, v. 14, n. 02, p. 73-78, Jan. 2000. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00006-4](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00006-4)

CAO, J.; BLOODWORTH, A. G. Shear capacity of reinforced concrete pile caps. In: International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium, 2007, Weimar. **International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium Report**, Zurich: IABSE, 2007.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 2010**: Final Draft. Switzerland: FIB, 2012.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **EHE-08**: Instrucción de hormigón estructural. Madrid: CPH, 2011.

DELALIBERA, R. G. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.

GERDAU. **Estacas metálicas GERDAU**. Porto Alegre: GERDAU, 2018.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. 3. ed. São Paulo: Pini, 1995.

LANGENDONCK, T. V. **Cálculo de concreto armado**. v. 1 e 2. Rio de Janeiro: Editora Científica, 1959.

MELÉNDEZ, C.; SAGASETA, J.; SOSA, P. F. M.; RUBIO, L. P. Refined three-dimensional strut-and-tie model for analysis and design of four-pile caps. **ACI Structural Journal**, v. 116, n. 04, p. 15-29, Jul. 2019. <https://doi.org/10.14359/51714485>

MONTGOMERY, D. C. **Design and Analysis of Experiments**. 8. ed. Arizona: John Wiley & Sons, 2013.

MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. Análise dos efeitos da variação de seção de pilares quadrados e retangulares com diferentes taxas de armadura longitudinal na armadura principal de tração de blocos sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 03, p. 760-787, Jun. 2017. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000300011>

MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.; THÜRLIMANN, B. **Design of concrete structures with stress fields**. 1. ed. Basileia: Birkhäuser Verlag, 1997. [https://doi.org/10.1007/978-3-0348-9047-2\\_1](https://doi.org/10.1007/978-3-0348-9047-2_1)

NORI, V. V.; THARVAL, M. S. Design of pile caps – Strut and tie model method. **Indian Concrete Journal**, v. 81, n. 04, p. 13-19, Abr. 2007.

PARK, J.; KUCHMA, D.; SOUZA, R. Strength prediction of pile caps by a strut-and-tie model approach. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 35, n. 01, p. 1399-1413, Nov. 2008. <https://doi.org/10.1139/L08-062>

SAM, C.; IYER, P. K. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. **Computers & Structures**, v. 57, n. 04, p. 605-622, Set. 1995. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(95\)00068-R](https://doi.org/10.1016/0045-7949(95)00068-R)

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**, v. 32, n. 03, p. 74-150, Mai-Jun. 1987. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150>

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. **The Structural Engineer**, v. 69, n. 06, p. 113-125, Mar. 1991.

SHAMA, A. A.; MANDER, J. B.; AREF, A. J. Seismic performance and retrofit of steel pile to concrete cap connections. **ACI Structural Journal**, v. 99, n. 01, p. 1-11, Jan-Fev. 2002.  
<https://doi.org/10.14359/11035>

SLUTTER, R. G. Full-scale pile cap tests and suggested design procedures. In: Short Course-Seminar on Analysis and Design of Building Foundations, 1975, Bethlehem. **Analysis and Design of Building Foundations**, Bethlehem: Lehigh University, p. 567-581, 1976.

SOUZA, R.; KUCHMA, D.; PARK, J.; BITTENCOURT, T. Adaptable strut-and-tie model for design and verification of four-pile caps. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 02, p. 153-162, Mar-Abr. 2009. <https://doi.org/10.14359/56352>

STATE OF OHIO DEPARTMENT OF HIGHWAYS. **Investigation of the strength of the connection between a concrete cap and the embedded end of a steel h-pile: Research Report No. 1**. Ohio: SODH, 1947.

TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J. N. **Theory of Elasticity**. 2. ed. New York: McGraw-Hill Book Company, 1951.

TOMAZ, M. A. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.  
<http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2018.1124>

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Journal Proceedings**, v. 83, n. 02, p. 219-231, Mar. 1986. <https://doi.org/10.14359/10416>

XIAO, Y.; CHEN, L. Behavior of model steel H-pile-to-pile-cap connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, n. 01, p. 153-162, Jan. 2013.  
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.09.008>

WILLAM, K. J.; WARNKE, E. P. Constitutive models for the triaxial behavior of concrete. **Proceedings of the International Association for Bridges and Structural Engineering**, v. 19, n. 01, p. 1-30, Jan. 1975.

ZHOU, Y. D.; THAM, L. G.; TANG, X. W.; LIU, Y. T.; WONG, M. K. Parametric analyses of push-out tests and implications for design of rock-socketed steel H-pile. **Computers and Geotechnics**, v. 38, n. 01, p. 383-392, Jul-Ago. 2011.  
<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.01.002>

## ANEXO A – Análise numérica de bloco sobre duas estacas metálicas

### A.1 PROPRIEDADES DO MODELO

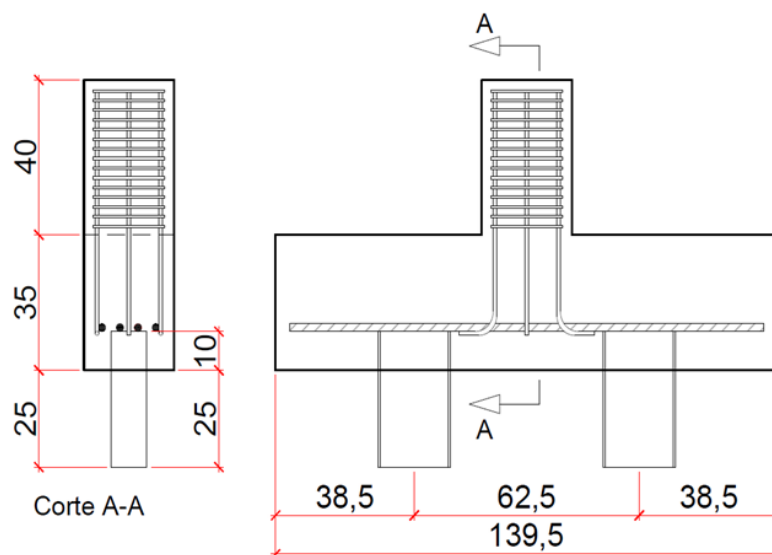
No presente trabalho foi modelado um dos blocos sobre duas estacas metálicas ensaiado por Tomaz (2018). Para a modelagem em questão, escolheu-se o bloco com 10 cm de embutimento, de nome BEmb10sch, cujas dimensões podem ser verificadas na Tabela A.1 e na Figura A.1. A Figura A.2 apresenta as dimensões dos perfis metálicos, que foram tomadas como sendo iguais às médias das medidas obtidas por Tomaz (2018).

Tabela A.1 – Propriedades geométricas do bloco modelado

Altura (cm)	Distância entre eixo das estacas (cm)	Comprimento do bloco (cm)	Largura (cm)	Seção do pilar (cm x cm)	Comprimento total das estacas (cm)
35	62,5	139,5	25	25 x 25	35

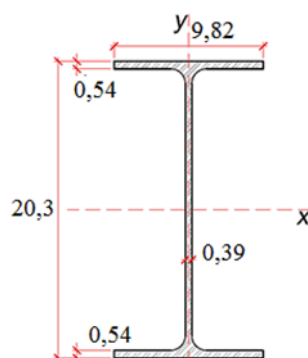
Fonte: Tomaz (2018)

Figura A.1 – Bloco ensaiado por Tomaz (2018) com dimensões em cm



Fonte: Adaptado de Tomaz (2018)

Figura A.2 – Dimensões dos perfis metálicos em centímetros



Fonte: Adaptado de Tomaz (2018)

Segundo Tomaz (2018), o bloco BEmb10sch foi armado somente com barras longitudinais de 20 mm de diâmetro, concentradas acima das estacas. Além disso, foi colocada armadura no pilar, constituída por 8 barras de 10 mm de diâmetro e estribos de 6,3 mm de diâmetro, espaçados a cada 2,5 cm. Ainda de acordo com Tomaz (2018), o fato de não se adotar armaduras adicionais no bloco, como estribos horizontais e/ou verticais, tem como objetivo minimizar a interferência na distribuição de tensões do elemento. A Figura A.1 ilustra as principais dimensões e a armadura do bloco BEmb10sch, ensaiado por Tomaz (2018).

As propriedades mecânicas das barras de aço, das estacas metálicas e do concreto utilizados por Tomaz (2018) estão apresentadas nas Tabelas A.2 e A.3, respectivamente, em que:  $f_y$  é a resistência das barras de aço ao escoamento;  $\epsilon_y$  é a deformação de escoamento das barras de aço;  $f_u$  é a resistência última das barras de aço;  $E_s$  é o módulo de elasticidade longitudinal dos materiais metálicos;  $E_c$  é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto;  $f_c$  é a resistência à compressão uniaxial do concreto;  $f_{ct,sp}$  é a resistência à tração por compressão diametral do concreto. Segundo Tomaz (2018), estas propriedades foram obtidas por meio dos respectivos ensaios normatizados.

Tabela A.2 – Propriedades mecânicas das barras de aço e das estacas metálicas

Elemento	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (‰)	$f_u$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
Barras	596,6	2,70	691,5	211,1
Estacas	345,0	-	-	200,0

Fonte: Tomaz (2018)

Tabela A.3 – Propriedades mecânicas dos concretos

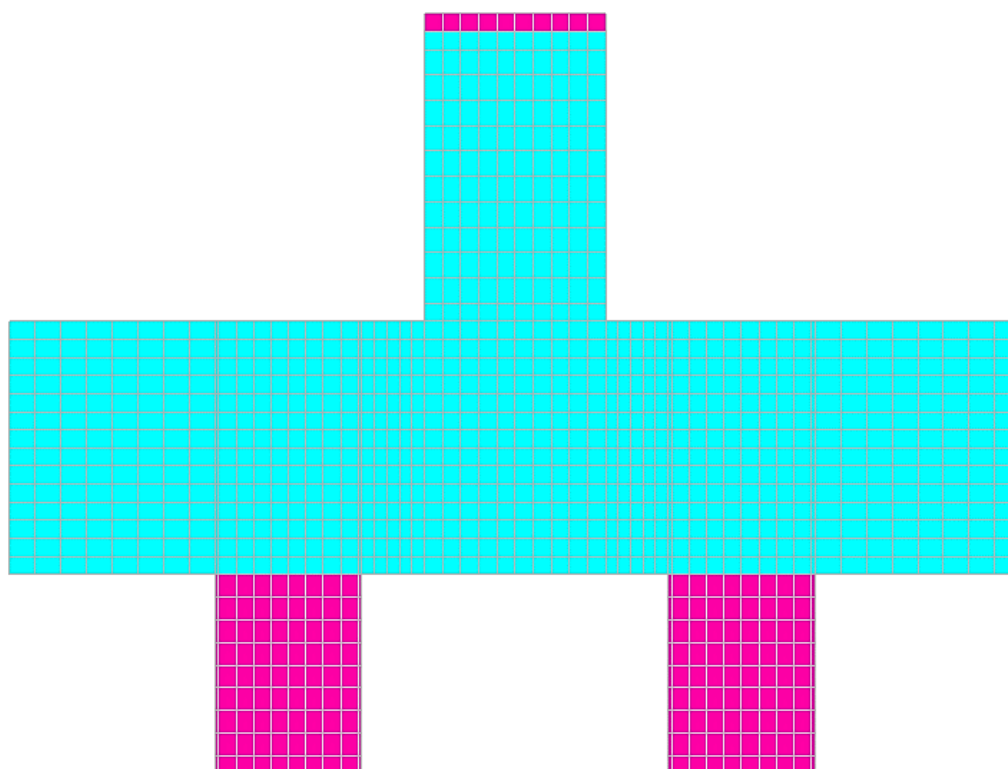
Elemento	$f_c$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (‰)	$E_c$ (MPa)
Pilar	43,85	4,43	47813,0
Bloco	17,95	2,17	29257,0

Fonte: Tomaz (2018)

## A.2 MODELAGEM NUMÉRICA

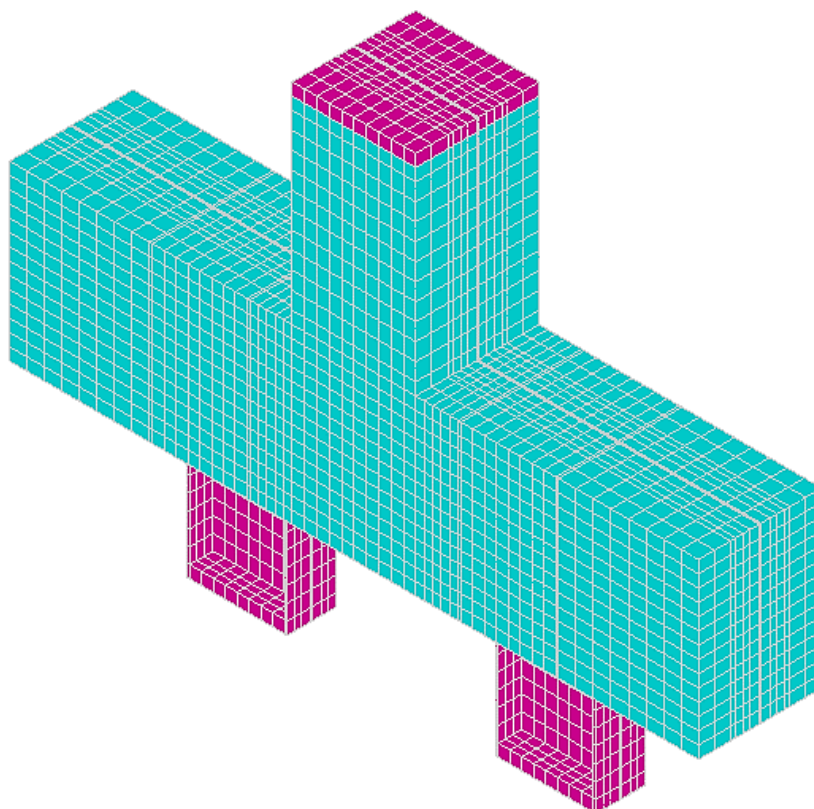
A análise numérica foi feita utilizando-se o programa computacional ANSYS®, que emprega em suas soluções o método dos elementos finitos. Foram desenvolvidos quatro modelos numéricos de mesma geometria e rede (malha), variando-se o módulo de elasticidade empregado no concreto do bloco e o método utilizado para a modelagem da armação principal do bloco. A geometria e a malha do modelo foram criadas no programa computacional AutoCad® e exportadas para o programa computacional ANSYS® por meio de extensão do tipo IGES. Devido às descontinuidades geométricas do modelo, principalmente próximo às estacas metálicas, a malha hexaédrica teve dimensões variáveis, com elementos de 2,5 cm de lado em média e nós coincidentes. As Figuras A.3, A.4 e A.5 ilustram a malha de elementos finitos de volume do modelo.

Figura A.3 – Malha de elementos finitos de volume (vista frontal)



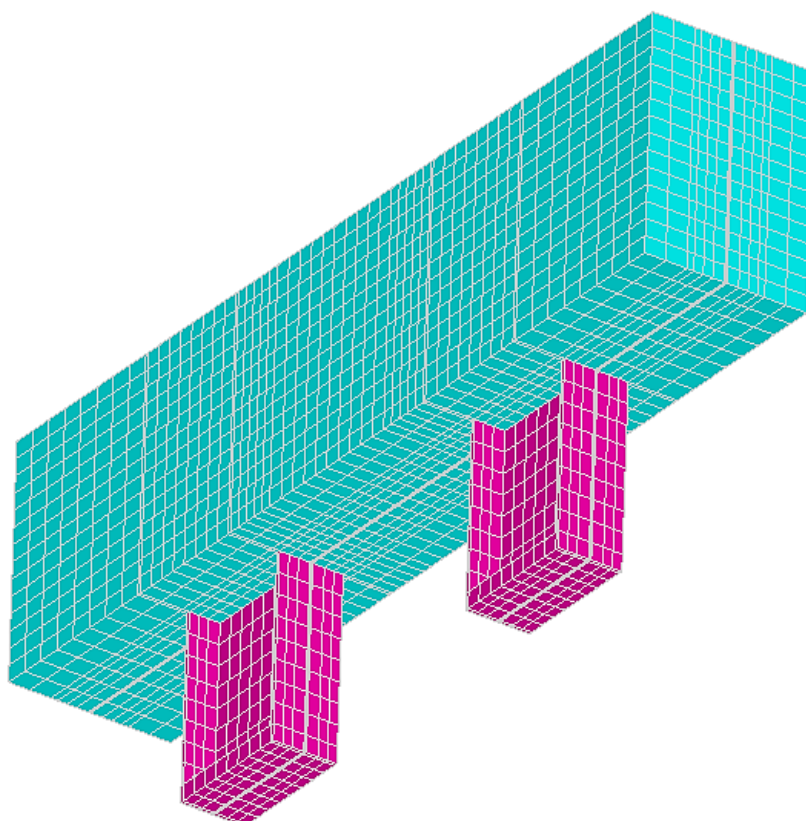
Fonte: O autor

Figura A.4 – Malha de elementos finitos de volume (perspectiva isométrica)



Fonte: O autor

Figura A.5 – Malha de elementos finitos de volume (vista da parte inferior, sem o pilar)



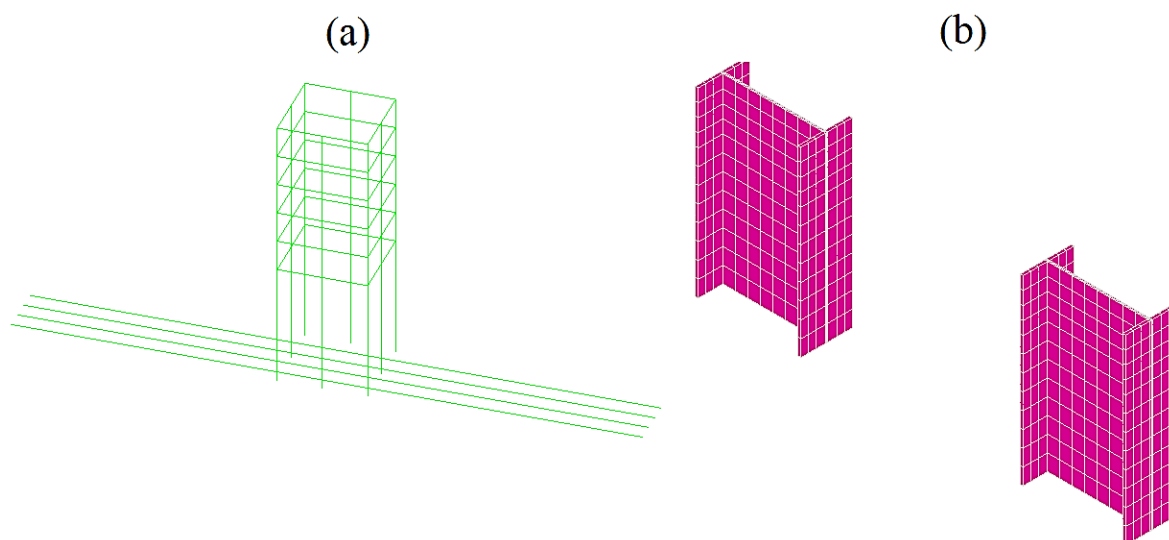
Fonte: O autor

Para a modelagem da armadura longitudinal dos blocos dos modelos, foram utilizados o método de armadura por taxa volumétrica, considerada no programa computacional ANSYS® por meio da constante real associada ao elemento finito Solid 65, e o método de armadura discretizada na rede de elementos finitos como elementos de barra. Isto foi feito para averiguar se o tipo de modelagem da armadura é um fator capaz de influenciar o comportamento do modelo numérico elaborado, dadas as outras condições de contorno consideradas, a ponto de sua resposta destoar da resposta do modelo de referência. Em todos os modelos a armadura do pilar foi simulada por meio do método de armadura discretizada na como elementos finitos de barra.

O elemento finito Link 180 possui somente dois nós, com três graus de liberdade em cada nó (translações em x, y e z). Tal elemento finito é capaz de trabalhar apenas sob compressão ou tração. Para a consideração da plasticidade do aço foi empregado o modelo bilinear isotrópico e foram empregados, como dados de entrada do programa computacional, as propriedades do aço utilizado por Tomaz (2018), mostradas na Tabela A.2: resistência ao escoamento de 596,6 MPa; módulo de elasticidade do aço 211,1 GPa. Além disto, para os modelos com armadura por taxa volumétrica, foi necessário fornecer a taxa aço relativa ao volume de concreto considerado, assim como a direção da armação em relação ao sistema de coordenadas locais dos elementos, enquanto nos modelos com armadura discretizada na rede, foram informadas as áreas das seções transversais de cada barra de aço. O fenômeno de aderência entre o concreto e as barras de aço não foi modelado, ou seja, no modelo computacional a aderência é considerada perfeita.

As estacas metálicas, por sua vez, foram modeladas por meio do elemento finito Solid 185, que é constituído por oito nós com três graus de liberdade em cada nó (translações em x, y e z). A plasticidade do material foi considerada através do modelo bilinear cinemático. Foram empregados, como dados de entrada do programa computacional, as propriedades mecânicas consideradas por Tomaz (2018) para as estacas metálicas: módulo de elasticidade do perfil igual 200 GPa; e resistência ao escoamento de 345 MPa. A Figura A.6 ilustra os elementos barra que constituem a armadura e os elementos de volume que compõem as estacas metálicas.

Figura A.6 – Malha de elementos finitos: (a) das armaduras; (b) das estacas metálicas



Fonte: O autor

Para a modelagem do concreto dos blocos e dos pilares utilizou-se o elemento finito Solid 65, que possui oito nós com três graus de liberdade cada (translações em x, y e z), com capacidade de consideração de deformações plásticas, fissuração em três direções ortogonais, esmagamento e fluência. Foi empregado, somente para o concreto do bloco, o critério de falha *Concrete*, análogo ao critério de Willam & Warnke (1975), que controla a retenção de rigidez nos planos fissurados por meio de coeficientes de transferência de cisalhamento. Para o concreto do pilar foi admitido um comportamento elástico-linear, enquanto para o concreto do bloco foram empregados os seguintes parâmetros (dados de entrada): resistência do concreto à tração e compressão iguais aos obtidos experimentalmente por Tomaz (2018) e coeficiente de Poisson do concreto adotado como 0,2. Foram adotados, como dados de entrada para o critério de falha do concreto do bloco, coeficientes de transferência de cisalhamento para fissuras abertas e fissuras fechadas iguais à 0,9 e 1,0, respectivamente.

O módulo de elasticidade empregado no concreto do pilar foi igual ao obtido experimentalmente por Tomaz (2018), ao passo que, para o concreto do bloco, o módulo de elasticidade variou de acordo com o modelo. Variou-se o módulo de elasticidade do bloco pois, a partir de resultados iniciais, adotando-se para o bloco um módulo de elasticidade igual ao obtido experimentalmente, foi observado que o modelo numérico apresenta rigidez muito maior do que a rigidez do espécime ensaiado, como observado também por Delalibera (2006) e Buttignol & Almeida (2012). Este comportamento pode ser atribuído à natureza complexa do problema em questão. São alguns dos principais fatores que contribuem com a complexidade da

modelagem numérica de blocos sobre duas estacas: a simulação de peças consideradas tridimensionais, em que as três dimensões possuem a mesma ordem de grandeza, o comportamento complexo nas regiões de contato existentes entre elementos com propriedades diferentes (pilar e bloco, bloco e estacas) e o comportamento do concreto quando fissurado e quando sujeito à estados de tensão planos ou triaxiais.

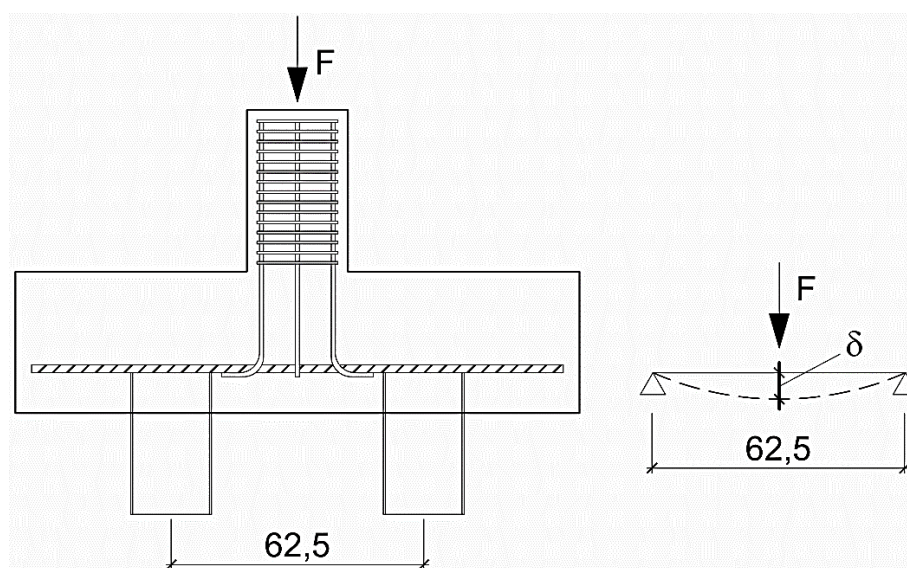
### A.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE CORRIGIDO

Devido às limitações e dificuldades de se simular um elemento estrutural dotado das complexidades mencionadas, buscou-se simplificar o problema por meio da correção da rigidez do modelo numérico, com o intuito de que o modelo numérico tenha rigidez condizente com a rigidez do modelo experimental.

Foi concebido um procedimento baseado nas hipóteses de concreto armado e nas recomendações de Branson (1977) para a estimação de flechas em elementos de concreto armado, por meio do cálculo uma “rigidez equivalente”, que considera a condição fissurada do concreto, bem como a diferença de rigidez entre os materiais concreto e aço, presentes na seção transversal de uma peça. Tal procedimento consiste em determinar um módulo de rigidez equivalente ( $E_{cs} \cdot I_c$ ) por meio da idealização do bloco como sendo uma viga bi-apoiada de vão igual à distância entre os eixos das estacas, com carga concentrada no meio do vão (Figura A.7). Para tanto, as propriedades geométricas, relacionadas ao momento de inércia da seção ( $I_c$ ), são mantidas constantes, enquanto o valor do módulo de elasticidade do material concreto é minorado. Este valor de módulo de elasticidade foi chamado de ‘módulo de elasticidade corrigido’ ( $E_{cor}$ ) e, considerando a analogia feita no procedimento,  $E_{cor}$  pode ser calculado por meio da Equação A.1, em que:  $F$  é a força aplicada no topo do pilar em kN;  $l$  é a distância entre o eixo das estacas em cm;  $\delta$  é o deslocamento no meio do vão do bloco em cm;  $I_h$  é o momento de inércia da seção homogeneizada (Estádio II).

$$E_{cor} = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot \delta \cdot I_h} \quad (A.1)$$

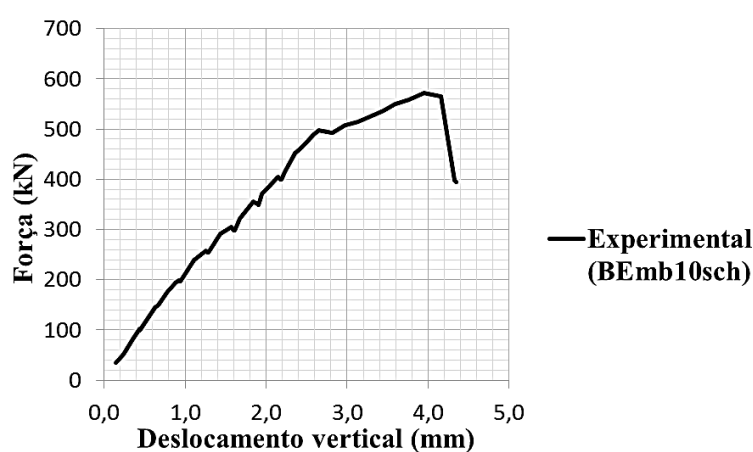
Figura A.7 – Analogia de bloco sobre duas estacas como viga bi-apoiada (dimensões em cm)



Fonte: O autor

Foram utilizados, para o cálculo de  $E_{cor}$ , os valores de forças e deslocamentos obtidos experimentalmente por Tomaz (2018), mostrados na Figura A.8. Admitiu-se que os materiais do bloco atuam na fase elástica, com o concreto contribuindo para resistir às tensões de tração (Estádio I). Portanto, o módulo de elasticidade foi calculado somente para os valores de força menores que a força relativa à primeira fissura que, de acordo com Tomaz (2018), tem valor igual a 300 kN.

Figura A.8 – Força versus deslocamento do modelo de referência (BEmb10sch)



Fonte: Tomaz (2018)

Nota-se que somente o material do bloco teve o módulo de elasticidade minorado e, portanto, para os outros elementos contidos na modelagem numérica (pilar, estacas metálicas e armadura

longitudinal), foi considerado o módulo de elasticidade obtido por Tomaz (2018) por meio de ensaios de caracterização normatizados.

Foram considerados, como dados de entrada para a modelagem numérica, os valores máximo e mínimo do módulo de elasticidade corrigido, iguais à 1573 MPa e 963 MPa, respectivamente. Com isto, pôde-se desenvolver três modelos com armadura discretizada na malha de elementos finitos, variando o módulo de elasticidade do concreto do bloco, e um modelo com armadura por taxa volumétrica, em que a taxa foi considerada nos elementos de volume situados imediatamente acima das estacas, ao longo de todo o comprimento do bloco e com a largura das estacas. A nomenclatura dos modelos desenvolvidos está de acordo com o que segue:

- a)  $BE_{ci}$  – Modelo com módulo de elasticidade de valor igual ao obtido experimentalmente por Tomaz (2018) e armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra;
- b)  $BE_{máx}$  – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor máximo e armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra;
- c)  $BE_{mín}$  – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e armadura discretizada na malha de elementos finitos como elemento de barra;
- d)  $BE_{mínTX}$  – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e armadura distribuída por taxa volumétrica nos elementos finitos.

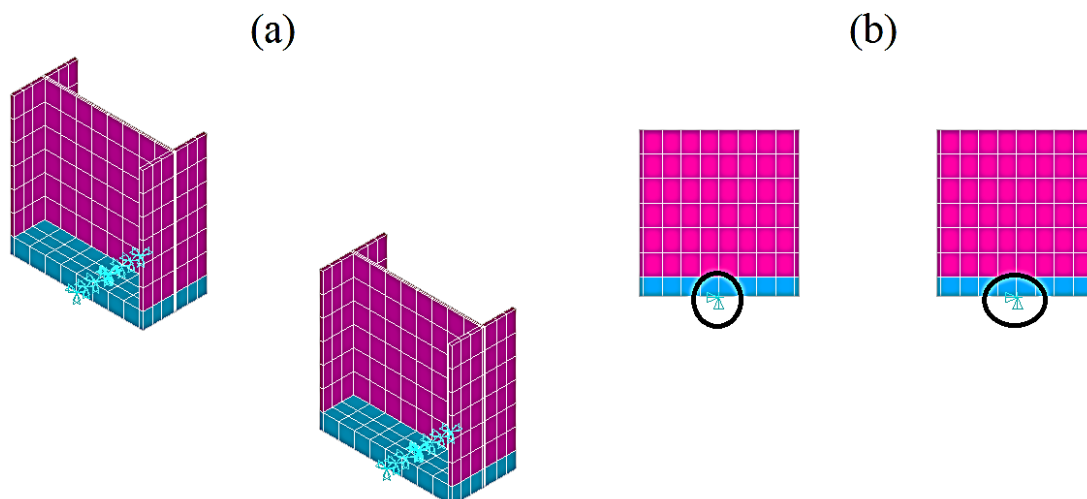
Foram adotadas chapas metálicas com comportamento elástico-linear acima do pilar, na região onde foi aplicada a força, e abaixo das estacas. Além disto, foi fixada a translação em x, y e z dos nós do centro da estaca, na direção transversal do bloco. A Figura A.9 mostra a parte inferior das estacas, onde os deslocamentos foram fixados.

Devido à presença de descontinuidades geométricas do concreto na região de contato com as estacas (Figura A.10), que dificultam a convergência do modelo numérico por formação de picos de tensões locais, adotou-se para o concreto desta região um comportamento elástico-linear. Esta região, para a qual se adotou o comportamento elástico linear, compreende os elementos a uma distância na horizontal, das laterais da estaca, de aproximadamente 2 cm, enquanto a distância na vertical, em relação ao topo da estaca é de aproximadamente 5 cm.

Para a solução numérica foi empregado o critério iterativo de Newton-Raphson modificado, admitindo-se tolerância de 10% para a convergência em deslocamentos e 5% para a

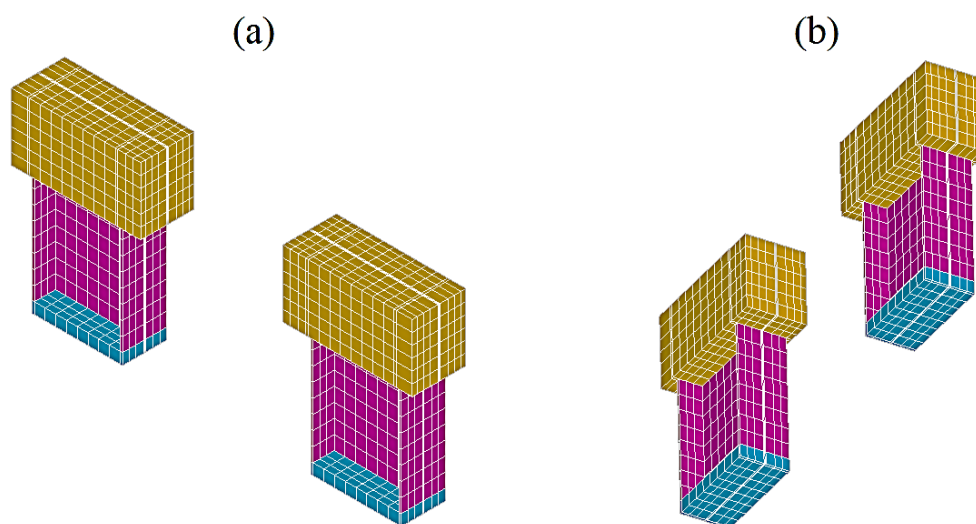
convergência em força. Permitiu-se um total de 300 passos carga, com no máximo 1600 passos de carga e no mínimo 30. À título de exemplo, a rotina de execução em linguagem APDL de um dos modelos pode ser verificada no Anexo B.

Figura A.9 – Parte inferior das estacas: (a) perspectiva isométrica; (b) vista frontal



Fonte: O autor

Figura A.10 – Região de concreto em contato com as estacas metálicas: (a) perspectiva isométrica; (b) vista inferior

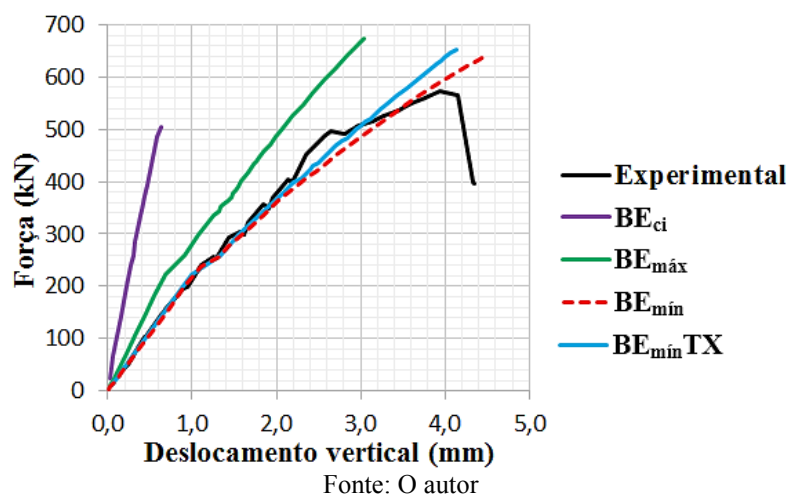


Fonte: O autor

A Figura A.11 apresenta as curvas de força versus deslocamento no centro geométrico da face inferior dos modelos numéricos em relação ao modelo experimental, também apresentada no Capítulo 3. Pode ser observado que os modelos  $BE_{\min}$  e  $BE_{\min}TX$  obtiveram a melhor correspondência com os resultados experimentais do modelo de referência ensaiado por Tomaz (2018). Assim, pode-se dizer que o procedimento concebido para o cálculo de um módulo de

rigidez equivalente satisfaz sua proposta de melhorar a correspondência de comportamento entre o modelo computacional e o modelo testado experimentalmente. Também pode ser observado que a modelagem da armadura longitudinal por meio de elementos de barra teve melhor resposta.

Figura A.11 – Curvas de força versus deslocamento dos modelos analisados



## ANEXO B – Código em APDL da rotina de execução do modelo numérico $BE_{min}$

```

C*****
C*** INÍCIO - DECLARAÇÃO DAS VARIÁVEIS
C*****

/COM, Structural
/PREP7                                ! Inicia o módulo pré-processamento

hbloco = 35                          ! Altura do bloco
hpilar = 40                          ! Altura do pilar
lest = 25                            ! Comprimento da estaca fora do bloco
lemb = 10                            ! Comprimento de embutimento da estaca
espchapa = 2.5

! PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

fck_bloco = 1.795                    ! Resistência à compressão do concreto do bloco em kN/cm²
fct_bloco = 0.217                    ! Resistência à tração do concreto do bloco em kN/cm²
Ecb = 96.3                           ! Módulo de Elasticidade do concreto do bloco

fck_pilar = 4.385                    ! Resistência à compressão do concreto do pilar em kN/cm²
Ecp = 4781.5                         ! Módulo de Elasticidade do concreto do pilar

BetaA = 0.9                          ! Transferência de cisalhamento fissura aberta
BetaF = 1                            ! Transferência de cisalhamento fissura fechada

Es = 21107                           ! Módulo de Elasticidade dos vergalhões
fyk = 59.66                          ! Tensão de Escoamento dos vergalhões

Qa = 1.85168                         ! Carga sobre a área de 625, equivalente à 1500 kN

C*****
C*** IMPORTANDO A MALHA DOS ARQUIVOS IGES
C*****

/AUX15
!*
IOPTN,IGES,SMOOTH
IOPTN,MERGE,YES
IOPTN,SOLID,YES
IOPTN,SMALL,NO
IOPTN,GTOLER,0.1
IGESIN,'Malha estacas e chapas','igs',"
!*

VSEL, S, LOC, Y, 0, (lest+lemb)      ! Seleção das estacas
CM,VOLUME_ESTACAS,VOLU              ! Criação do componente estacas

```

```

/AUX15
!*
IOPTN,IGES,SMOOTH
IOPTN,MERGE,YES
IOPTN,SOLID,YES
IOPTN,SMALL,NO
IOPTN,GTOLER,0.1
IGESIN,'Malha bloco','igs',"
!*

```

```

/AUX15
!*
IOPTN,IGES,SMOOTH
IOPTN,MERGE,YES
IOPTN,SOLID,YES
IOPTN,SMALL,NO
IOPTN,GTOLER,0.1
IGESIN,'Malha bloco espelho','igs',"
!*

```

```

/AUX15
!*
IOPTN,IGES,SMOOTH
IOPTN,MERGE,YES
IOPTN,SOLID,YES
IOPTN,SMALL,NO
IOPTN,GTOLER,0.1
IGESIN,'Malha meio do bloco','igs',"
!*

```

```

/AUX15
!*
IOPTN,IGES,SMOOTH
IOPTN,MERGE,YES
IOPTN,SOLID,YES
IOPTN,SMALL,NO
IOPTN,GTOLER,0.1
IGESIN,'Malha pilar','igs',' '
!*

```

```

C*****
C*** SELEÇÃO DOS COMPONENTES
C*****

```

```

ALLSEL,ALL
NUMMRG, KP, 0.01          ! Junta todos os keypoints coincidentes a dada tolerância
ALLSEL,ALL,KP             ! Seleciona todos os keypoints
NKPT,, ALL                ! Cria um nó em cada keypoint selecionado
NUMMRG, NODES, 0.01      ! Junta todos os nós a uma dada tolerância

```

```

VSEL, S, LOC, Y, -espchapa, 0
VSEL, A, LOC, Y, (lest+hbloco+hpilar), (lest+hbloco+hpilar+espchapa)
CM,VOLUME_CHAPAS,VOLU    ! Seleção do volume das chapas

```

VSEL, S, LOC, Y, 0, (lest+hbloco)  
 CMSEL,U,VOLUME\_ESTACAS  
 CM,VOLUME\_BLOCO,VOLU ! Seleção do volume do bloco

VSEL, S, LOC, Y, (lest+hbloco), (lest+hbloco+hpilar)  
 CM,VOLUME\_PILAR,VOLU ! Seleção do volume do pilar

CMSEL,S,VOLUME\_BLOCO  
 VSEL, R, LOC, Y, (lest+lomb), (lest+lomb+5)  
 VSEL, U, LOC, Z, 0, (7.59-1.09)  
 VSEL, U, LOC, Z, (7.59+9.82+1.09),(7.59+9.82+7.59)  
 VSEL, U, LOC, X, 0, (28.35-3.54375)  
 VSEL, U, LOC, X, (139.5-28.35+3.54375), 139.5  
 VSEL, U, LOC, X, (28.35+20.3+1.72+1.72+1.72), (28.35+20.3+42.2-1.72-1.72-1.72)  
 CM,VOLUME\_TAXAELASTICO,VOLU ! Seleção do volume de concreto elástico (próximo à estaca) e com taxa de armadura

CMSEL,S,VOLUME\_BLOCO  
 VSEL, R, LOC, Y, (lest+lomb), (lest+lomb+5)  
 VSEL, U, LOC, Z, 0, (7.59-1.09)  
 VSEL, U, LOC, Z, (7.59+9.82+1.09),(7.59+9.82+7.59)  
 CMSEL,U,VOLUME\_TAXAELASTICO  
 CM,VOLUME\_TAXA,VOLU ! Seleção do volume de concreto com taxa de armadura

CMSEL,S,VOLUME\_BLOCO  
 VSEL, R, LOC, Y, lest, (lest+lomb)  
 VSEL, U, LOC, Z, 0, (7.59-1.09)  
 VSEL, U, LOC, Z, (7.59+9.82+1.09),(7.59+9.82+7.59)  
 VSEL, U, LOC, X, 0, (28.35-3.54375)  
 VSEL, U, LOC, X, (139.5-28.35+3.54375), 139.5  
 VSEL, U, LOC, X, (28.35+20.3+1.72+1.72+1.72), (28.35+20.3+42.2-1.72-1.72-1.72)  
 CMSEL,U,VOLUME\_TAXAELASTICO  
 CM,VOLUME\_ELASTICO,VOLU ! Seleção do volume de concreto elástico (próximo à estaca)

VSEL, S, LOC, Y, (lest+hbloco-2.5), (lest+hbloco)  
 VSEL, U, LOC, X, 0, (57.25-1.72)  
 VSEL, U, LOC, X, 57.25, (57.25+25)  
 VSEL, U, LOC, X, (57.25+25+1.72), 139.5  
 CM,VOLUME\_ELASTICO2,VOLU ! Seleção do volume de concreto próximo ao pilar com propriedade elástica

CMSEL,S,VOLUME\_BLOCO  
 VSEL, U, LOC, Z, 0, (7.59-1.09)  
 VSEL, U, LOC, Z, (7.59+9.82+1.09),(7.59+9.82+7.59)  
 CMSEL,U,VOLUME\_TAXA  
 CMSEL,U,VOLUME\_TAXAELASTICO  
 CMSEL,U,VOLUME\_ELASTICO  
 CMSEL,U,VOLUME\_ELASTICO2  
 CM,VOLUME\_INTERNO,VOLU ! Seleção do volume interno (para análise de tensões)

```

CMSEL,S,VOLUME_BLOCO
CMSEL,U,VOLUME_TAXA
CMSEL,U,VOLUME_INTERNO
CMSEL,U,VOLUME_TAXAELASTICO
CMSEL,U,VOLUME_ELASTICO
CMSEL,U,VOLUME_ELASTICO2
CM,VOLUME_EXTERNO,VOLU          ! Seleção do volume externo

```

```

C*****
C*** DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS
C*****

```

```

ET,1,SOLID65          ! Elemento concrete 65
ET,2,SOLID185         ! Elemento para as estacas
ET,3,LINK180          ! Elemento para a armadura

```

```

R, 1                  ! Constante Real 1

```

```

R, 2, 6, 0.209444, 0, 0, 0, 0    ! Constante Real 2, da taxa de armadura do bloco
RMORE, 0, 0, 0, 0, 0, 0
RMORE,

```

```

C*****
C*** PROPRIEDADES DOS MATERIAIS
C*****

```

#### ! CONCRETO EXTERNO DO BLOCO

```

MP, EX, 1, Ecb          ! Módulo de Elasticidade do bloco
MP, PRXY, 1, 0.2        ! Coeficiente de Poison
TB, CONC, 1, 1,         ! Critério de falha concrete
TB, DATA, ,BetaA, BetaF, fct_bloco, fck_bloco ! Fissura aberta, fissura fechada, fct, fck

```

#### ! CONCRETO INTERNO DO BLOCO

```

MP, EX, 2, Ecb          ! Módulo de Elasticidade do bloco
MP, PRXY, 2, 0.2        ! Coeficiente de Poison
TB, CONCR, 2, 1,        ! Critério de falha concrete
TB, DATA, ,BetaA, BetaF, fct_bloco, fck_bloco ! Fissura aberta, fissura fechada, fct, fck

```

#### ! CONCRETO NO CONTATO ESTACA-BLOCO (ELÁSTICO)

```

MP, EX, 7, Ecb          ! Módulo de Elasticidade do bloco
MP, PRXY, 7, 0.2        ! Coeficiente de Poison

```

#### ! CONCRETO NO CONTATO PILAR-BLOCO (ELÁSTICO)

```

MP, EX, 8, Ecb          ! Módulo de Elasticidade do bloco
MP, PRXY, 8, 0.2        ! Coeficiente de Poison

```

## ! CONCRETO DO PILAR

MP, EX, 3, Ecp ! Módulo de Elasticidade do pilar  
MP, PRXY, 3, 0.2 ! Coeficiente de Poisson

# ! CHAPAS

MP, EX, 4, 20000 ! Módulo de Elasticidade do aço da estaca (kN/cm<sup>2</sup>)  
MP, PRXY, 4, 0.3 ! Coeficiente de Poisson

# ! ESTACAS

MP, EX, 5, 20000	! Módulo de Elasticidade do aço da estaca (kN/cm²)
MP, PRXY, 5, 0.3	! Coeficiente de Poisson
TBDE,BKIN,5	! Modelo constitutivo bilinear kinematic hardening
TB,BKIN,5,1,2,1	
TBTEMP,0	
TBDATA,,34.5,.....	! Tensão de escoamento

## ! VERGALHÕES

MP, EX, 6, Es	! Módulo de Elasticidade do aço da estaca (kN/cm²)
MP, PRXY, 6, 0.3	! Coeficiente de Poisson
TB, BISO, 6	! Modelo constitutivo bilinear isotrópico
TBDATA,1,fyk,0	! Tensão de escoamento e Módulo tangente (kN/cm²)

```
C*****
C*** MALHA
C*****
```

**! MALHA INTERNA DO BLOCO**

TYPE,1	! Seleciona o elemento 1 como o corrente (SOLID65)
MAT,2	! Seleciona o material 2 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSEL,S,VOLUME_INTERNO	! Seleciona o volume
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

**! MALHA EXTERNA DO BLOCO**

TYPE,1	! Seleciona o elemento 1 como o corrente (SOLID65)
MAT,1	! Seleciona o material 1 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSEL,S,VOLUME_EXTERNO	! Seleciona o volume
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

## ! MALHA DO BLOCO COM TAXA DE AÇO (OPCIONAL)

TYPE,1	! Seleciona o elemento 1 como o corrente (SOLID65)
MAT,1	! Seleciona o material 1 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSEL,S,VOLUME_TAXA	! Seleciona o volume
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

## ! MALHA DO BLOCO ELASTICA COM TAXA DE AÇO (OPCIONAL)

TYPE,1	! Seleciona o elemento 1 como o corrente (SOLID65)
MAT,7	! Seleciona o material 7 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSEL,S,VOLUME_TAXAELASTICO	! Seleciona o volume
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

## ! MALHA DO BLOCO ELÁSTICA

TYPE,1	! Seleciona o elemento 1 como o corrente (SOLID65)
MAT,7	! Seleciona o material 7 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSEL,S,VOLUME_ELASTICO	! Seleciona o volume
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

## ! MALHA DO BLOCO ELASTICA2 (NÓ DO PILAR)

TYPE,1	! Seleciona o elemento 1 como o corrente (SOLID65)
MAT,8	! Seleciona o material 8 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSEL,S,VOLUME_ELASTICO2	! Seleciona o volume do bloco
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

## ! MALHA DO PILAR

TYPE,1	! Seleciona o elemento 1 como o corrente (SOLID65)
MAT,3	! Seleciona o material 3 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSEL,S,VOLUME_PILAR	! Seleciona o volume do pilar
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

## ! MALHA DA ESTACA

TYPE,2	! Seleciona o elemento 2 como o corrente (SOLID185)
MAT,5	! Seleciona o material 5 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente

CMSSEL,S,VOLUME_ESTACAS	! Seleciona o volume das estacas
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

! MALHA DAS CHAPAS

TYPE,2	! Seleciona o elemento 2 como o corrente (SOLID185)
MAT,4	! Seleciona o material 4 como o corrente
REAL,1	! Seleciona a constante real 1 como corrente
CMSSEL,S,VOLUME_CHAPAS	! Seleciona o volume das chapas
MSHKEY,1	! Seleciona a malha mapeada
ESIZE,,1	! Seleciona o número de divisões da malha
VMESH,ALL	! Aplica a malha ao volume selecionado

/NUMBER,1	! Organiza por cores de acordo com cada material
/PNUM,MAT,1	

ALLSEL,ALL	
NUMMRG, NODES, 0.01	! Junta todos os nós a uma dada tolerância

```

C*****
C*** ARMADURA DO PILAR
C*****

```

SECTYPE,1,LINK, ,1	! Cria a seção 1 para o elemento link
SECDATA,1.227,	! Atribui área da barra de 12,5 mm (estribos do pilar)
SECCONTROL,0,0	

SECTYPE,2,LINK, ,2	! Cria a seção 2 para o elemento link
SECDATA,0.785,	! Atribui área da barra de 10 mm (armadura longitudinal)
SECCONTROL,0,0	

SECTYPE,3,LINK, ,3	! Cria a seção 3 para o elemento link
SECDATA,0.196,	! Atribui área da barra de 5,0 mm (estribos do bloco)
SECCONTROL,0,0	

SECTYPE,4,LINK, ,4	! Cria a seção 4 para o elemento link
SECDATA,3.141,	! Atribui área da barra de 20 mm (armadura do bloco)
SECCONTROL,0,0	

! ARMADURA LONGITUDINAL DO PILAR

```

TYPE,3
MAT,6
REAL,1
ESYS,0
SECNUM,2
TSHAP,LINE

```

## ! ARMADURA LONGITUDINAL DOS EXTREMOS (NO PILAR)

```
coordx=59.75
coordy=97.5
coordz=3.25
```

```
*do,ii,1,2
*do,ww,1,3
*do,jj,1,10
node1 = node(coordx, coordy, coordz)      ! Armazena em node1 o nó dado
node2 = node(coordx, (coordy-3.5), coordz) ! Armazena em node2 o nó dado
E,node1,node2                             ! Cria a armadura entre os nós node1 e node2
coordy=coordy-3.5
*enddo
coordz=coordz+9.25
coordy=97.5
*enddo
coordx=coordx+20
coordz=3.25
*enddo
```

## ! ARMADURA LONGITUDINAL DOS EXTREMOS (NO BLOCO)

```
coordx=59.75
coordy=62.5
coordz=3.25
```

```
*do,ii,1,2
*do,ww,1,3
*do,jj,1,11
node1 = node(coordx, coordy, coordz)      ! Armazena em node1 o nó dado
node2 = node(coordx, (coordy-2.5), coordz) ! Armazena em node2 o nó dado
E,node1,node2                             ! Cria a armadura entre os nós node1 e node2
coordy=coordy-2.5
*enddo
coordz=coordz+9.25
coordy=62.5
*enddo
coordx=coordx+20
coordz=3.25
*enddo
```

## ! ARMADURA LONGITUDINAL DO MEIO (NO PILAR)

```
coordx=69.75
coordy=97.5
coordz=3.25
```

```
*do,ww,1,2
*do,jj,1,10
node1 = node(coordx, coordy, coordz)      ! Armazena em node1 o nó dado
node2 = node(coordx, (coordy-3.5), coordz) ! Armazena em node2 o nó dado
E,node1,node2                             ! Cria a armadura entre os nós node1 e node2
coordy=coordy-3.5
*enddo
```

```

coordz=coordz+(9.25*2)
coordy=97.5
*enddo

```

! ARMADURA LONGITUDINAL DO MEIO (NO BLOCO)

```

coordx=69.75
coordy=62.5
coordz=3.25

```

```

*do,ww,1,2
*do,jj,1,11
node1 = node(coordx, coordy, coordz)      ! Armazena em node1 o nó dado
node2 = node(coordx, (coordy-2.5), coordz) ! Armazena em node2 o nó dado
E,node1,node2                             ! Cria a armadura entre os nós node1 e node2
coordy=coordy-2.5
*enddo
coordz=coordz+(9.25*2)
coordy=62.5
*enddo

```

! ESTRIBOS DO PILAR

```

TYPE,3
MAT,6
REAL,1
ESYS,0
SECNUM,1
TSHAP,LINE

```

! ESTRIBOS NA DIREÇÃO X

```

coordx=59.75
coordy=97.5
coordz=3.25

```

```

*do,ii,1,6
*do,ww,1,2
*do,jj,1,8
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
node2 = node((coordx+2.5), coordy, coordz)
E,node1,node2                             ! Cria a armadura entre os nós node1 e node2
coordx=coordx+2.5
*enddo
coordz=coordz+18.5
coordx=59.75
*enddo
coordy=coordy-7
coordz=3.25
*enddo

```

! ESTRIBOS NA DIREÇÃO Z

```
coordx=59.75
coordy=97.5
coordz=3.25
```

```
*do,ii,1,6
*do,ww,1,2
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
node2 = node(coordx, coordy, (coordz+3.25))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz+3.25))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz+4.34))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz+4.34))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz+5.795))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz+5.795))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz+7.25))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz+7.25))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz+9.055))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz+9.055))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz+9.25))
E,node1,node2
```

```
coordz=21.75
```

```
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
node2 = node(coordx, coordy, (coordz-3.25))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz-3.25))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz-4.34))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz-4.34))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz-5.795))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz-5.795))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz-7.25))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz-7.25))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz-9.055))
E,node1,node2
node1 = node(coordx, coordy, (coordz-9.055))
node2 = node(coordx, coordy, (coordz-9.25))
E,node1,node2
```

```
coordx=coordx+20
coordz=3.25
*enddo
coordy=coordy-7
coordx=59.75
*enddo
```

! ARMADURA LONGITUDINAL DO BLOCO

TYPE,3  
 MAT,6  
 REAL,1  
 ESYS,0  
 SECNUM,4  
 TSHAP,LINE

coordx=0  
 coordy=(lest+lomb)  
 coordz=6.5

\*do,ww,1,4  
 \*do,jj,1,8  
 node1 = node(coordx, coordy, coordz)  
 node2 = node((coordx+3.54375), coordy, coordz)  
 E,node1,node2  
 coordx=coordx+3.54375  
 \*enddo  
 node1 = node(coordx, coordy, coordz)  
 node2 = node((coordx+0.54), coordy, coordz)  
 E,node1,node2  
 coordz=coordz+4  
 coordx=0  
 \*enddo

coordx=28.89  
 coordz=6.5

\*do,ww,1,4  
 \*do,jj,1,8  
 node1 = node(coordx, coordy, coordz)  
 node2 = node((coordx+2.4025), coordy, coordz)  
 E,node1,node2  
 coordx=coordx+2.4025  
 \*enddo  
 node1 = node(coordx, coordy, coordz)  
 node2 = node((coordx+0.54), coordy, coordz)  
 E,node1,node2  
 coordz=coordz+4  
 coordx=28.89  
 \*enddo

coordx=48.65  
 coordz=6.5

\*do,ww,1,4  
 \*do,jj,1,5  
 node1 = node(coordx, coordy, coordz)  
 node2 = node((coordx+1.72), coordy, coordz)  
 E,node1,node2  
 coordx=coordx+1.72  
 \*enddo  
 coordz=coordz+4

```
coordx=48.65
```

```
*enddo
```

```
coordx=57.25
```

```
coordz=6.5
```

```
*do,ww,1,4
```

```
*do,jj,1,10
```

```
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
```

```
node2 = node((coordx+2.5), coordy, coordz)
```

```
E,node1,node2
```

```
coordx=coordx+2.5
```

```
*enddo
```

```
coordz=coordz+4
```

```
coordx=57.25
```

```
*enddo
```

```
coordx=82.25
```

```
coordz=6.5
```

```
*do,ww,1,4
```

```
*do,jj,1,5
```

```
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
```

```
node2 = node((coordx+1.72), coordy, coordz)
```

```
E,node1,node2
```

```
coordx=coordx+1.72
```

```
*enddo
```

```
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
```

```
node2 = node((coordx+0.54), coordy, coordz)
```

```
E,node1,node2
```

```
coordz=coordz+4
```

```
coordx=82.25
```

```
*enddo
```

```
coordx=91.39
```

```
coordz=6.5
```

```
*do,ww,1,4
```

```
*do,jj,1,8
```

```
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
```

```
node2 = node((coordx+2.4025), coordy, coordz)
```

```
E,node1,node2
```

```
coordx=coordx+2.4025
```

```
*enddo
```

```
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
```

```
node2 = node((coordx+0.54), coordy, coordz)
```

```
E,node1,node2
```

```
coordz=coordz+4
```

```
coordx=91.39
```

```
*enddo
```

```
coordx=111.15
```

```
coordz=6.5
```

```

*do,ww,1,4
*do,jj,1,8
node1 = node(coordx, coordy, coordz)
node2 = node((coordx+3.54375), coordy, coordz)
E,node1,node2
coordx=coordx+3.54375
*enddo
coordz=coordz+4
coordx=111.15
*enddo

```

```

C*****
C*** APLICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO
C*****

```

ANTYPE,0

! FORÇA POR PRESSÃO NA CHAPA ACIMA DO PILAR

ASEL,S,LOC,Y, (lest+hbloco+hpilar+espchapa) ! Selecciona a área na qual será aplicada a pressão

SFA, ALL,, PRES, Qa ! Aplica a pressão definida na área selecciona

! RESTRIÇÕES DE APOIO (NÓS DO MEIO DA ESTACA)

```

NSEL, S, LOC, Y, -espchapa ! Selecciona nós do apoio esquerdo
NSEL, R, LOC, X, 38.5 ! Selecciona nós do apoio esquerdo
D,ALL,UX ! Restrições nos nós seleccionados
D,ALL,UY
D,ALL,UZ

```

```

NSEL, S, LOC, Y, -espchapa ! Selecciona nós do apoio direito
NSEL, R, LOC, X, (38.5+62.5) ! Selecciona nós do apoio direito
D,ALL, Uy ! Restrições nos nós seleccionados
D,ALL, Ux
D,ALL, Uz

```

```

C*****
C*** SOLUÇÃO
C*****

```

ALLSEL,ALL

```

/SOLU ! Entra no módulo solução
ANTYPE, Static ! Análise estática
NLDIAG,EFLG,ON,1 ! Diagnóstico de solução não linear: elementos ou nós que violam os critérios
NLDIAG,NRRE,ON,1 ! Diagnóstico de solução não linear: resíduos de newton-raphson
NROPT, MODI ! Modelo de Newton Raphson (MODI: modificado) (FULL: completo)
TIME,1 ! Tempo no último passo de carga
AUTOTS, ON ! Passos de carga automáticos (ON ou OFF)

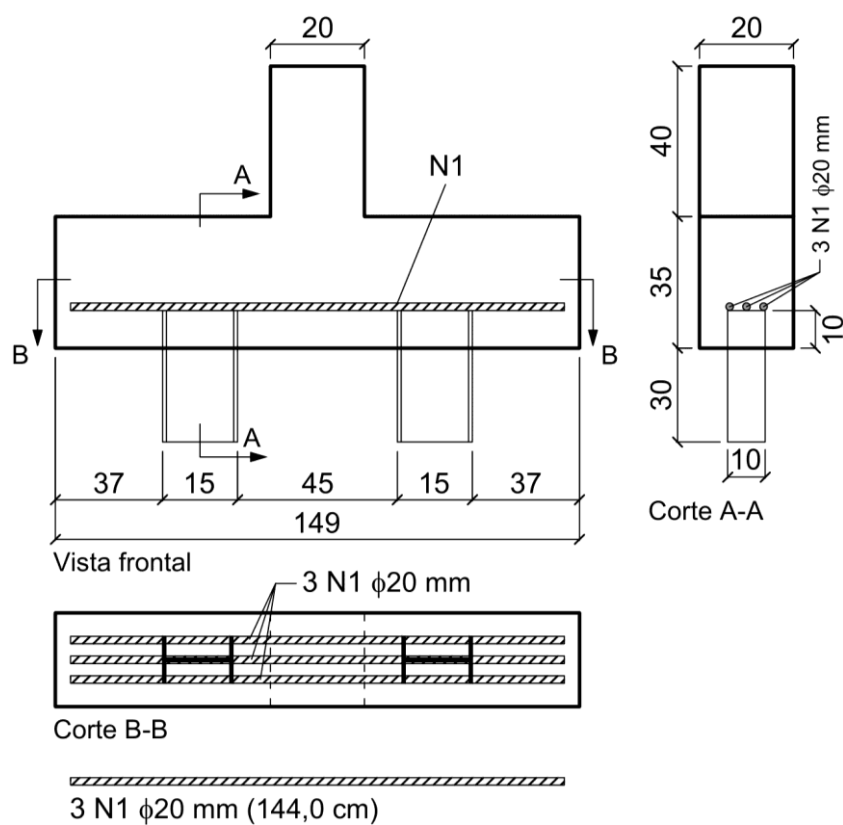
```

NSUBST, 300, 1600, 30	! Total de passos de carga, máximo, mínimo de passos de carga
NEQIT, 40	! Número permitido de iterações a cada passo de carga
RATE,0	! Fluência (1 = ON, 0 = OFF)
OUTRES,ERASE	! Resetar os resultados da lista
OUTRES,ALL,ALL	! Escrever o resultado para cada incremento de carga
CNVTOL,U, ,0.10,	! Critério de convergência em deslocamentos
CNVTOL,F, ,0.010,,1	! Critério de convergência em força
SOLVE	! Calcula o modelo

## ANEXO C – Detalhamento dos modelos ensaiados

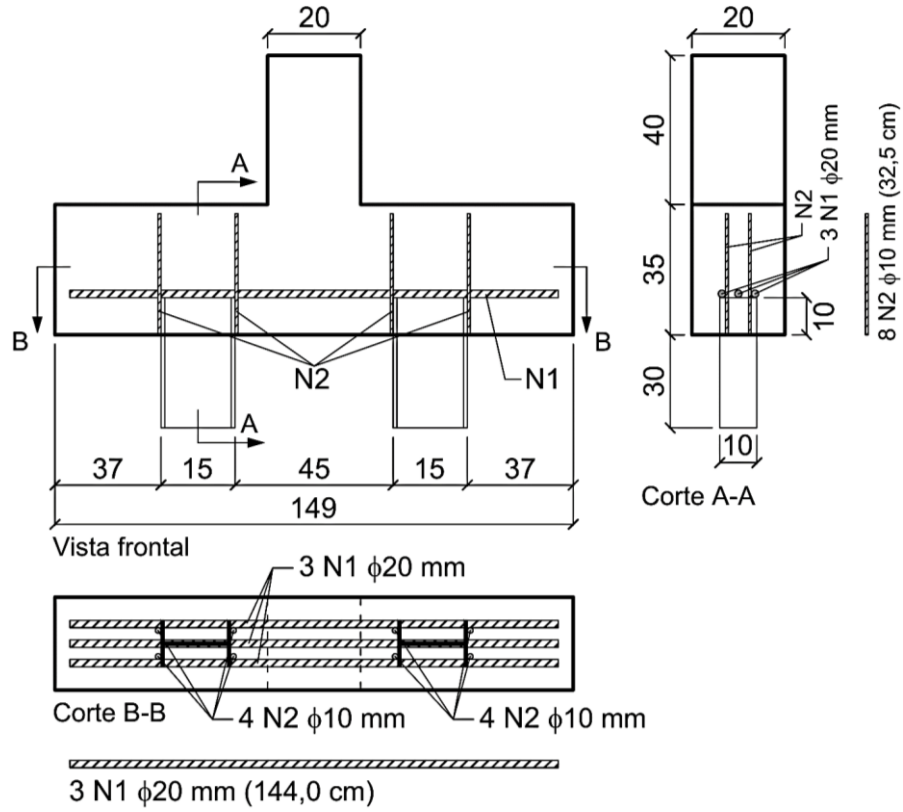
Os detalhamentos dos modelos  $BA_{s,sold0}$ ,  $BA_{s,sold4}$  e  $BA_{s,sold4}A_{s,estr}$  estão apresentados nas Figuras C.1, C.2 e C.3, respectivamente. Já o detalhamento dos pilares, iguais em todos os modelos, pode ser visto na Figura C.4.

Figura C.1 – Detalhamento do modelo  $BA_{s,sold0}$



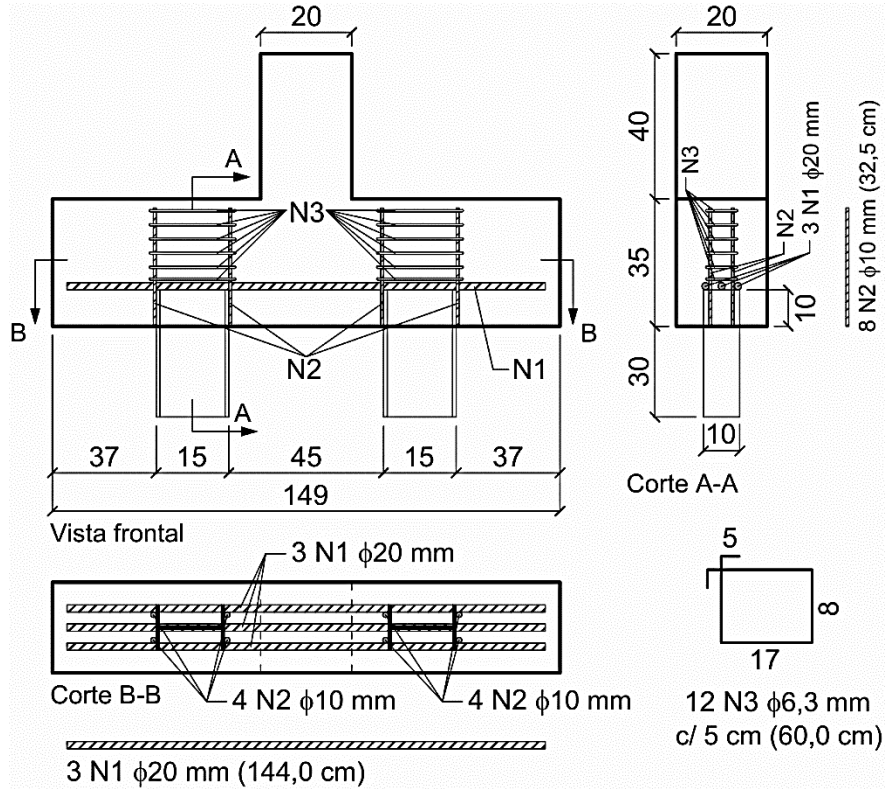
Fonte: O autor

Figura C.2 – Detalhamento do modelo BA<sub>s,sold4</sub>



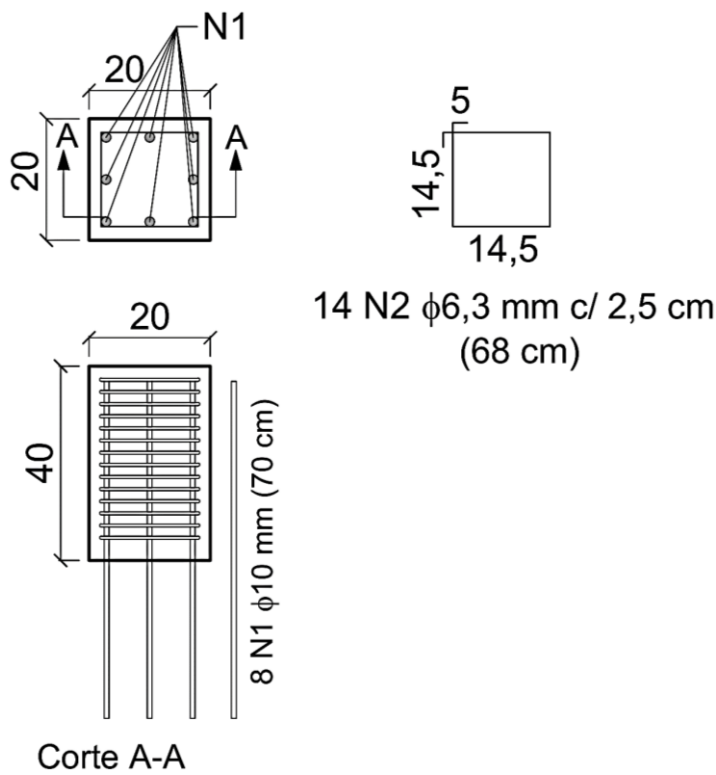
Fonte: O autor

Figura C.3 – Detalhamento do modelo BA<sub>s,sold4A<sub>s,estr</sub></sub>



Fonte: O autor

Figura C.4 – Detalhamento dos pilares



Fonte: O autor

## ANEXO D – Estudo de dosagem

### D.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como mencionado no item 4.5 do presente trabalho, o concreto utilizado nos pilares possui resistência maior do que o concreto dos blocos. A única preocupação deste estudo de dosagem foi com o concreto do pilar pois este foi o único moldado no local. Como indicado anteriormente, o concreto dos blocos foi fornecido pela BRASMIX®, empresa especializada em distribuição de concreto.

Este estudo de dosagem fundamenta-se na obtenção de um traço que garanta, para o concreto do pilar, o atendimento dos requisitos de resistência e de trabalhabilidade. O método utilizado, de Helene & Terzian (1995), se baseia predominantemente em resultados experimentais e se fundamenta em “leis de comportamento”. Dentro deste método são utilizadas as Equações D.1, D.2 e D.3 para a representação gráfica das “lei de Abrams”, “lei de Lyse” e “lei de Molinari”, respectivamente, em que:  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto em MPa;  $m$  é o teor de agregados em relação ao cimento, em  $1/m^3$ ;  $a/c$  é a relação água/cimento em  $1/m^3$ ;  $C$  é o consumo de cimento em massa por metro cúbico de concreto em  $kg/m^3$ ;  $K_1, K_2, \dots, K_6$  são constantes que dependem das propriedades dos materiais utilizados no concreto (adim.).

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad (D.1)$$

$$m = K_3 + K_4 \cdot a/c \quad (D.2)$$

$$C = \frac{1000}{(K_5 + K_6 \cdot m)} \quad (D.3)$$

### D.2 MATERIAIS UTILIZADOS

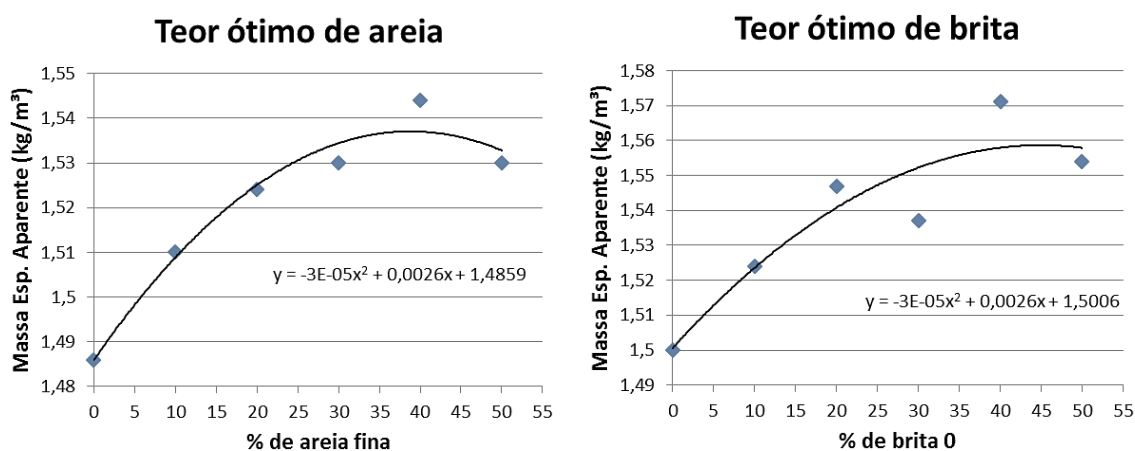
Na preparação do concreto foram utilizados cimento CPV-ARI e agregados graúdo (brita 1 e brita 0 de origem basáltica) e miúdo (areia fina e areia média), fornecidos pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Com o intuito de melhorar a resistência à compressão e diminuir a porosidade dos concretos moldados, procedeu-se à determinação das

proporções ótimas de mistura entre os agregados utilizados (proporção de areia fina em relação à areia média, e proporção de brita 0 em relação à brita 1). Não foram realizados ensaios de definição das faixas granulométricas dos materiais utilizados pois tal estudo não é imprescindível para a aplicação do método de dosagem de Helene & Terzian (1995), embora seja aconselhável. Para se diferenciar entre os agregados de diferentes graduações foi aceito o critério simples utilizado pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia, que consiste na passagem dos materiais nas peneiras que limitas as diferentes graduações.

Como se utilizaram agregados de diferentes graduações, o teor de mistura ótima, em que se tem a maior compactidade, é aquele de maior massa específica aparente. O procedimento utilizado para a determinação de tal teor foi: mistura dos materiais em bandeja metálica até homogeneização; colocação e pesagem da mistura em um recipiente cilíndrico de massa e volume conhecidos, sendo possível a determinação da massa específica aparente da mistura; repetição do procedimento com adição de agregado fino (brita 0 ou areia fina). O procedimento foi realizado até se obterem 6 valores de massa específica aparente.

A Figura D.1 ilustra as curvas traçadas para a determinação dos teores ótimos para as misturas dos agregados, nas quais foram utilizadas equações quadráticas para o traçado da linha de tendência entre os pontos. Os teores ótimos encontrados para proporção em massa de areia fina em relação à areia média e brita 0 em relação à brita 1 foram 39% e 45%, respectivamente.

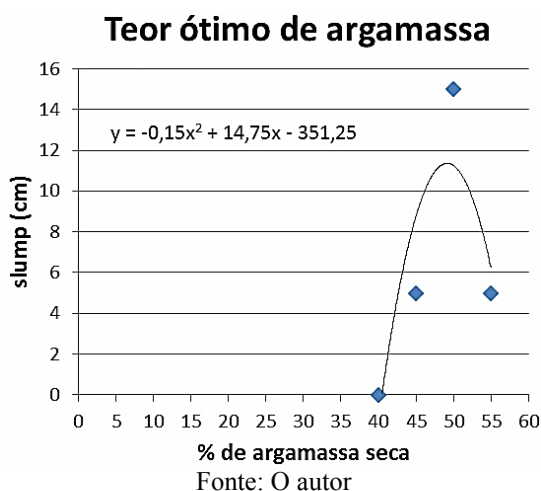
Figura D.1 – Teor ótimo de materiais



Fonte: O autor

Para a determinação do teor ótimo de argamassa, que é aquele em que se tem a melhor trabalhabilidade, foram empregadas as recomendações de Helene & Terzian (1995). Foram preparadas 4 misturas de concreto com diferentes teores de argamassa seca. A Figura D.2 mostra a curva traçada para a determinação do teor ótimo de argamassa seca, sendo utilizada, também, uma equação quadrática no traçado da linha de tendência entre os pontos. O teor ótimo de argamassa seca verificado foi de 49%

Figura D.2 – Teor ótimo de argamassa seca



### D.3 TRAÇOS PRINCIPAIS E COMPLEMENTARES

Seguindo as recomendações de Helene & Terzian (1995), foram moldados, traços com diferentes teores de agregado e mesmo valor de slump ( $100 \pm 20$  mm). Estes traços foram denominados de traços principais e suas características estão apresentadas na Tabela D.1.

Tabela D.1 – Traços principais

m	Traço	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	slump (mm)	a/c
4	1:1,45:2,55	426,61	80	0,51
5	1:1,94:3,06	355,29	85	0,61
6	1:2,43:3,57	304,92	95	0,71

Fonte: O autor

Além dos traços principais, para se obter um melhor detalhamento dos diagramas de dosagem, foram moldados dois traços complementares com teores de agregado iguais à 4 e 6, porém com relação a/c igual à 0,61, como mostrado na Tabela D.2.

Tabela D.2 – Traços complementares

<b>m</b>	<b>Traço</b>	<b>Consumo de cimento (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>slump (mm)</b>	<b>a/c</b>
4	1:1,45:2,55	418,89	220	0,61
6	1:2,43:3,57	308,80	0	0,61

Fonte: O autor

Foram moldados, no total, 15 corpos de prova cilíndricos. Os procedimentos de moldagem, desmoldagem e cura seguiram as especificações da ABNT NBR 5738 (2003). Os corpos de prova cilíndricos foram desmoldados 24 horas após a concretagem. Após a desmoldagem, todos os corpos de prova foram submetidos à cura submersa em água e cal até atingirem 28 dias de idade, data na qual foram realizados os ensaios de compressão.

#### D.4 DIAGRAMA DE DOSAGEM

Os ensaios de resistência à compressão dos corpos de prova foram realizados de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5739 (2018). A Tabela D.3 apresenta os resultados obtidos para os traços principais e complementares, sendo que o resultado de cada traço representa a média obtida a partir de 3 corpos de prova ensaiados.

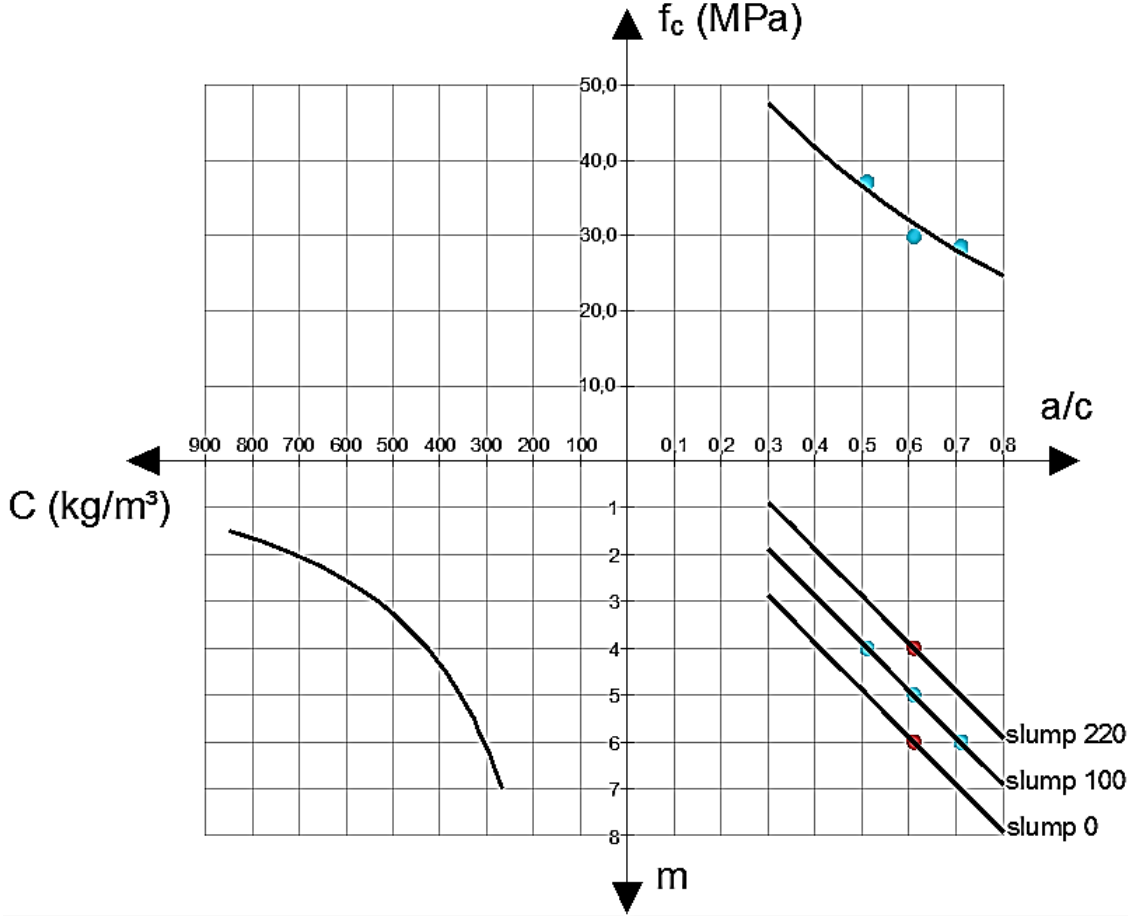
Tabela D.3 – Resistência à compressão dos corpos de prova

<b>m</b>	<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>slump (mm)</b>	<b>a/c</b>
4	37,20	100	0,51
5	29,91	100	0,61
6	28,53	100	0,71
4	35,02	220	0,61
6	37,20	0	0,61

Fonte: O autor

Com os resultados apresentados, foi possível conceber o diagrama de dosagem mostrado na Figura D.3, que foi empregado na determinação do traço utilizado para o concreto do pilar.

Figura D.3 – Diagrama de dosagem



Fonte: O autor