



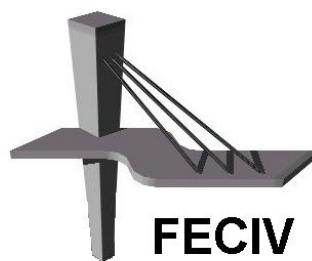
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS SOBRE DUAS
ESTACAS COM VARIAÇÕES DAS SEÇÕES DE
PILARES, DAS RIGIDEZES DOS BLOCOS E
TAXAS DE ARMADURA DOS PILARES**

JÉSSICA CUNHA RESENDE

UBERLÂNDIA, 30 DE AGOSTO DE 2019



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Jéssica Cunha Resende

**ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS SOBRE DUAS
ESTACAS COM VARIAÇÕES DAS SEÇÕES DE
PILARES, DAS RIGIDEZES DOS BLOCOS E TAXAS DE
ARMADURA DOS PILARES**

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.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia, 30 de agosto de 2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

R433a
2019

Resende, Jéssica Cunha, 1993-
Análise numérica de blocos sobre duas estacas com variações das seções de pilares, das rigidezes dos blocos e taxas de armadura dos pilares [recurso eletrônico] / Jéssica Cunha Resende. - 2019.

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2019.68>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. 2. Concreto armado. 3. Estacaria (Engenharia civil). 4. Análise numérica. 5. Modelo de bielas e tirantes. I. Delalibera, Rodrigo Gustavo, 1976-, (Orient.). II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624

Rejâne Maria da Silva – CRB6/1925



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil			
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 243, PPGEC			
Data:	30 de agosto de 2019	Hora de início:	9 h	Hora de encerramento:
Matrícula do Discente:	11712ECV004			
Nome do Discente:	Jéssica Cunha Resende			
Título do Trabalho:	Análise Numérica de blocos sobre duas estacas com variações das seções de pilares, das rigidezes dos blocos e taxas de armadura dos pilares			
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: Professores Doutores: Antônio de Paulo Peruzzi – FECIV/UFU, Wellington Andrade da Silva – DECIV/UFG e Rodrigo Gustavo Delalibera - FECIV/UFU orientador da candidata.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera, apresentou a Comissão Examinadora e a candidata, agradeceu a presença do público, e concedeu à Discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação da 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(as) 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 02/09/2019, às 09:37, 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 **Antonio de Paulo Peruzzi, Professor(a) do Magistério Superior**, em 03/09/2019, às 13:53, 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 **Wellington Andrade da Silva, Usuário Externo**, em 03/09/2019, às 15:50, 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, informando o código verificador **1430458** e o código CRC **EDBF56BA**.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela constante presença em minha vida e em minhas escolhas. Dedico este trabalho aos meus pais, que sempre me apoiaram em todas as decisões. Agradeço de coração a todos que de alguma forma contribuíram para o desenvolvimento deste projeto, em especial aos meus familiares e amigos do mestrado. Sobretudo, agradeço à compreensão e partilha do conhecimento do meu professor orientador. Também ao Gabriel, colega do mestrado, por dividir suas ideias e disponibilidade em contribuir para este trabalho. À amiga Thais, agradeço pela disposição em ajudar e pelas melhorias dadas ao texto. Por fim, expresso minha gratidão ao escritório de engenharia MBuiate, aos professores da graduação e do mestrado pelo conhecimento em engenharia compartilhado.

Resende, J. C. **Análise numérica de blocos sobre duas estacas com variações das seções dos pilares, das rigidezes dos blocos e taxas de armaduras dos pilares.** 116 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

RESUMO

O modelo de bielas e tirantes é capaz de representar de maneira símil o comportamento estrutural de blocos sobre estacas. No entanto, não existe um critério exato para determinação das seções transversais das bielas de alguns elementos, sobretudo nos blocos de fundação. Assim, essa pesquisa objetiva analisar o comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre duas estacas, submetidos à força centrada, com variação dos seguintes parâmetros: seção e taxa de armadura dos pilares e rigidezes dos blocos. Para isso, foram definidos vinte e sete modelos, posteriormente lançados no software ANSYS para a análise numérica por meio do Método dos Elementos Finitos. Os modelos foram dimensionados e detalhados com as constatações dos estudos de Blérot e Frémy (1967) e pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014). A fim de garantir confiabilidade aos resultados do software, foi realizado um processamento do modelo de Munhoz (2014) e aplicados os parâmetros encontrados nos modelos deste trabalho. Logo, com os resultados obtidos foram feitas comparações entre os modelos, avaliando fatores como: tensões nodais, bielas de compressão, gráficos de força versus deslocamento e tensões nas armaduras. Também se fez uma análise de variância, verificando a relevância dos parâmetros considerados, sendo a seção transversal dos pilares, seguida pela altura dos blocos, fatores fundamentais no comportamento estrutural dos blocos.

Palavras-chave: blocos sobre estacas; concreto armado; método de bielas e tirantes; análise numérica.

Resende, J. C. **Numerical analysis of two pile caps with variation of cross section of columns, pile cap stiffness and reinforcement ratio of the columns.** 116 p. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, Uberlândia, 2019.

ABSTRACT

The strut and tie method is capable of closely representing the structural behavior of pile caps. However, there is no exact criterion for determining the cross sections of the struts of some elements, especially in pile caps. Thus, this work aims to analyze the structural behavior of reinforced concrete pile caps containing two piles, under a centered load, with variation of the following parameters: cross section and reinforcement ratio of the columns and pile cap stiffness. For this, twenty-seven models were defined, later modeled with ANSYS software for numerical analysis using the Finite Element Method. The models were designed and detailed based on the findings of Blérot and Frémy (1967) and the Brazilian code NBR 6118 (ABNT, 2014). In order to guarantee reliability to the software results, the model of Munhoz (2014) was processed and the parameters found in the models of this work were applied. Therefore, with the obtained results, comparisons were made between the models, evaluating factors such as: nodal tensions, compression struts, load-displacement curves and reinforcement stresses. Also, a variance analysis was performed, verifying the relevance of the considered parameters, being the cross section of the columns, followed by the height of the caps, fundamental factors in the structural behavior of the pile caps.

Keywords: pile caps; reinforced concrete; strut and tie method; numerical analysis.

SÍMBOLOS E SIGLAS

A_p	- Área da seção transversal do pilar
A_e	- Área da seção transversal da estaca
A_s	- Área de aço
$A_{s,min}$	- Área de aço mínima da armadura longitudinal
$A_{s,calc}$	- Área de aço calculada
$A_{s,ef}$	- Área de aço efetiva
A_c	- Área de concreto
a	- Dimensão do bloco na direção x
a_p	- Dimensão do pilar na direção x
b_p	- Dimensão do pilar na direção y
c	- Distância da estaca à face do bloco
d	- Altura útil dos blocos
e	- Espaçamento mínimo para a disposição da armadura longitudinal
E	- Módulo de elasticidade
E_{corr}	- Módulo de elasticidade corrigido pelo k_{red}
F_r	- Força em que ocorreu a primeira fissura
F_u	- Força última
$F_{u,exp}$	- Força última experimental
f_{cm}	- Resistência média do concreto à compressão
f_{cd1}	- Tensão resistente máxima no concreto
f_{cd2}	- Tensão resistente máxima no concreto
f_{cd3}	- Tensão resistente máxima no concreto
F_{Sd}	- Força de tração determinada no tirante
$F_{d,est}$	- Força atuante nas estacas
f_c	- Resistência do concreto à compressão
f_{cd}	- Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	- Resistência característica do concreto
f_{ct}	- Resistência do concreto à tração

$f_{ctk,inf}$	- Resistência característica inferior à tração do concreto
f_{yd}	- Resistência de cálculo de escoamento do aço
f_{bd}	- Resistência de cálculo de aderência na ancoragem de armaduras passivas
f_{ctd}	- Resistência de cálculo do concreto à tração
$F_0, F_{crítico}$	- Coeficiente F para cálculo da análise de variância
$F_{teo,p}$	- Força teórica de compressão aplicada no pilar
$F_{teo,e}$	- Força teórica na estaca
$F_{teo,u}$	- Força última teórica atuante no bloco
k_{red}	- Coeficiente redutor do módulo de elasticidade
h	- Altura do bloco
$l_{b,nec}$	- Comprimento de ancoragem necessário
l_b	- Comprimento básico de ancoragem
$l_{b,min}$	- Comprimento de ancoragem mínimo
L_{est}	- Distância entre as estacas
ρ	- Taxa de armadura do pilar
P	- Coeficiente P para análise de variância
$R_{st,exp}$	- Força experimental no tirante
R_{st}	- Reação no tirante
R_{est}	- Reação da estaca
α	- Coeficiente que depende da consideração ou não de gancho na barra
α_{v2}	- Coeficiente para minoração das tensões resistentes do concreto
Θ	- Ângulo de inclinação das bielas
γ_c	- Coeficiente de majoração aplicado ao concreto
η_1, η_2, η_3	- Coeficientes para cálculo da tensão da tensão de aderência da armadura passiva
ϕ	- Diâmetro da armadura
$\phi_{máx,agreg}$	- Diâmetro máximo do agregado graúdo
ϕ_{est}	- Diâmetro da estaca
$\sigma_{zn,s}$	- Tensão na zona nodal superior
$\sigma_{zn,i}$	- Tensão na zona nodal inferior

SIGLAS

MEF - Método dos Elementos Finitos

SUMÁRIO

1 Introdução	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objetivos	5
1.3 Justificativa	4
1.4 Metodologia	6
1.5 Estrutura do trabalho	6
2 Revisão Bibliográfica	8
2.1 Pesquisas com ênfase experimental	8
2.2 Pesquisas com ênfase numérica	22
2.3 Analogia de bielas e tirantes	28
2.4 Recomendações normativas	30
3 Dimensionamento e Projeto dos Modelos	37
3.1 Dimensionamento e detalhamento dos Modelos	37
3.2 Dimensionamento dos Pilares	39
3.3 Dimensionamento das Estacas	45
3.4 Dimensionamento dos Blocos	47
4 Análise Numérica	55
4.1 Considerações iniciais	55
4.2 Elementos Finitos utilizados	56
4.3 Propriedades dos Materiais	57
4.4 Condições de contorno e aplicação da força	59
4.5 Definição da malha	61
4.6 Comparação Modelo Numérico e Experimental de Munhoz (2014)	62
4.7 Análise de Variância	65
5 Resultados	67
5.1 Análise dos resultados	67
5.1.1 Resultados Anova	67
5.1.2 Força Versus Deslocamento	70
5.1.3 Tensão na Armadura Longitudinal dos Pilares	77

5.1.4 Tensões Principais E Tensões Na Armadura Do Tirante	84
5.1.5 Trajetória Das Tensões Principais	87
5.1.6 Tensões Nodais	89
6 Conclusão	91
Referências Bibliográficas	94
Apêndice A	94

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Fundações são elementos que têm por finalidade transferir as cargas da edificação e distribuí-las ao solo. A escolha do tipo de fundação depende de critérios técnicos e econômicos, levando-se em consideração os parâmetros do solo, as cargas da edificação e as construções vizinhas. O conjunto solo-elemento da fundação deve avalizar pequenos deslocamentos e segurança mediante a ruína.

A escolha do tipo de fundação a ser utilizado em uma edificação é função da intensidade da carga e da profundidade da camada resistente do solo. As fundações podem ser divididas em dois grandes grupos: superficiais (rasas ou diretas) e profundas (indiretas). As fundações superficiais são utilizadas em construções com cargas relativamente pequenas, distribuindo os esforços ao solo através da base da fundação.

As fundações em estacas são adotadas, em geral, quando o solo em suas camadas superficiais não é capaz de suportar ações oriundas da superestrutura, sendo necessário, portanto, buscar resistência em camadas profundas. O número de estacas no bloco depende dos esforços solicitantes na base do pilar, da capacidade geotécnica do solo e das condições disponíveis de construção, possibilitando a escolha do tipo de estaca e determinação de sua capacidade portante.

Quando empregada fundação em estacas, faz-se necessário a construção de outro elemento estrutural, o bloco de coroamento, também denominado bloco sobre estacas. Os blocos de

coroamento também podem ser usados em alguns casos de fundações em tubulões, para transferir as cargas dos pilares para o fuste.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), norma brasileira que versa sobre Estruturas de Concreto Armado, determina que blocos são estruturas de volume usadas para transmitir as cargas de fundação às estacas. Os blocos são classificados em rígidos e flexíveis e recomenda-se para seu cálculo e dimensionamento o método de bielas e tirantes, que representa de forma mais adequada à distribuição de tensões. Para que os blocos sejam considerados rígidos, deve-se atender a relação expressa na Equação 1, caso contrário, serão considerados flexíveis.

$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (1)$$

Nas quais,

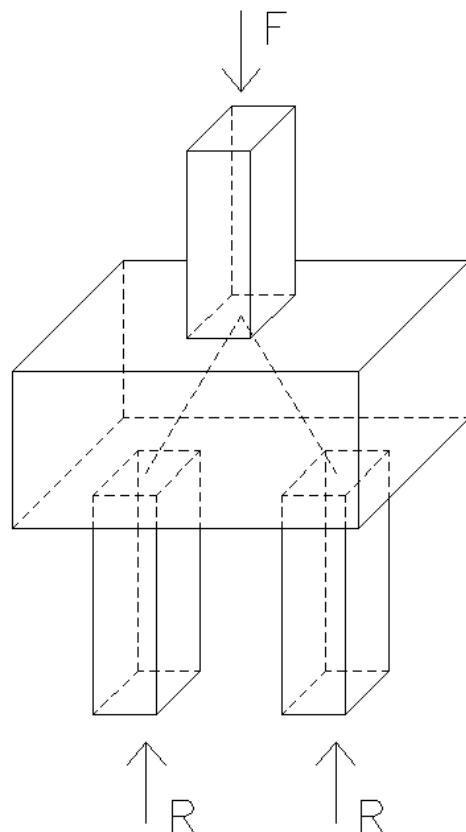
h é a altura do bloco, a é a dimensão do bloco em uma determinada direção e a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os blocos rígidos apresentam comportamento estrutural caracterizado por trabalhar à flexão nas duas direções, com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas. Além disso, as cargas são transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão. Quanto ao cisalhamento, o comportamento estrutural dos blocos ocorre em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, mas por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

Para o bloco flexível, deve-se analisar a distribuição dos esforços nas estacas, nos tirantes de tração e a necessidade da verificação da punção. Dessa forma, para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). No entanto, a norma não fornece um roteiro para verificações e dimensionamento, havendo a necessidade de estudos mais aprofundados sobre o comportamento desses elementos.

É necessário o conhecimento do comportamento dos blocos de coroamento nos Estados Limites de Serviço e Último, uma vez que esses elementos estruturais não permitem o controle de sua integridade, posto que estão embutidos no solo. Exibe-se na Figura 1, um bloco sobre duas estacas, sendo F a força advinda do pilar e R a reação das estacas.

Figura 1 – Bloco sobre duas estacas



Fonte: Autor (2019)

Os blocos sobre estacas apresentam zonas de descontinuidades devido a não dissipaçāo das perturbações de tensões, onde não se aplica a hipótese de Bernoulli. As tensões nos blocos não são uniformes devido a sua concentração nas regiões nodais superiores e inferiores, o que gera uma zona de descontinuidade em todo o elemento estrutural. O Método de Bielas e Tirantes tem sido o mais utilizado, embora existam dificuldades na padronização do método, devido aos diversos modelos de blocos existentes.

O procedimento de verificação dos blocos consiste no cálculo das forças considerando o equilíbrio de um modelo de bielas e tirantes. Para isso, calcula-se a área necessária de

armadura e faz-se a verificação das tensões de compressão no concreto das regiões nodais junto ao pilar e às estacas (BARROS, GIONGO e OLIVEIRA, 2014). O código modelo do CEB-FIP (2010) sugere geometrias para os nós das regiões nodais, sendo possível verificar as tensões nessas regiões.

De acordo com Silva (1991), as bielas reproduzem os campos de compressão no concreto e os tirantes representam os campos de tração que usualmente são absorvidos pela armadura. Os nós são volumes de concretos cuja finalidade é transferir as tensões entre as bielas e tirantes, fazendo a ligação pilar-bloco e bloco-estaca.

A revisão bibliográfica do presente trabalho consiste em uma análise das publicações acerca do comportamento estrutural de blocos sobre estacas, fundamentando a análise dos parâmetros adotados. Para melhor compreensão, essa revisão divide-se em quatro partes: a primeira expõe pesquisas com ênfase experimental; a segunda discute as pesquisas com ênfase numérica; a terceira explicita os critérios utilizados na analogia de bielas e tirantes e a quarta parte expõe as recomendações utilizadas nas normas NBR 6118 (ABNT, 2014), CEB-FIP (2010), EHE (2008) e ACI 318:2014.

Baseado nas informações obtidas com a revisão bibliográfica observa-se a ampla quantidade de fatores e combinação desses que interferem no comportamento estrutural de blocos. Dessa forma, afirma-se a importância de se estudar esse elemento, com a finalidade de no futuro se aplicar as pesquisas à prática e tornar a norma nacional esclarecedora e mais específica no dimensionamento de blocos sobre estacas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Essa pesquisa justifica-se pela importância do elemento estrutural bloco sobre estacas na estrutura de uma edificação. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) não estabelece parâmetros para a verificação e dimensionamento dos blocos sobre estacas, dispondo apenas de possíveis modelos de cálculo e detalhamento das armaduras. Outro fator fomentador são as divergências entre os métodos usuais de dimensionamento das normas internacionais, como a CEB-FIP (2010), EHE (2008) e ACI 318:2014.

Já existem alguns estudos acerca do comportamento estrutural dos blocos quando alterados parâmetros geométricos dos modelos, mas a pesquisa mostra-se relevante para confirmação dos resultados e divulgação no meio técnico, além da aplicação dos resultados na prática. Assim, neste trabalho, foram variados fatores importantes no comportamento estrutural dos blocos, de maneira a contribuir para a rotina de dimensionamento de blocos sobre estacas.

O foco deste trabalho é analisar a relação pilar-bloco, ou seja, a zona nodal superior, que é uma das regiões críticas de rompimento dos blocos sobre estacas. Dessa forma, aprofundando-se o conhecimento da região nodal superior pode-se analisar com maior exatidão qual a consequência de variar-se a seção geométrica do pilar, as taxas de armaduras e as rigidezes dos blocos.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é analisar a influência que a alteração da geometria dos blocos e pilares e da área de aço dos pilares podem acarretar no comportamento estrutural dos blocos sobre estacas. Os parâmetros preponderantes para essa análise são:

- Variação da seção transversal do pilar;
- Variação da taxa de armadura do pilar;
- Variação das rigidezes dos blocos.

Dentre os objetivos específicos, propõe-se:

- Analisar o fluxo de tensões e o encaminhamento de esforços;
- Verificar as tensões nas armaduras do tirante e do pilar;
- Analisar a região de ligação entre bloco/pilar e entre bloco/estaca;
- Analisar graficamente força versus deslocamento dos blocos;
- Verificar a formação das bielas de compressão;
- Realizar análise de variância a fim de verificar a relevância dos parâmetros considerados.

1.4 METODOLOGIA

Com o intuito de se atingir os objetivos propostos neste trabalho, realizou-se uma revisão bibliográfica, onde foram apresentados os métodos usuais de cálculo e prescrições existentes em normas, relativos ao dimensionamento e verificações de blocos sobre estacas. A partir dos conceitos explicitados na revisão, definiram-se os parâmetros primordiais para análise com a finalidade de determinar os modelos a serem estudados.

Foram adotados 27 modelos para estudo, sendo as armaduras calculadas conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). Para validação numérica do método, utilizou-se o modelo experimental B115P250R1 de Munhoz (2014), a fim de aproximar os resultados do programa computacional com os valores reais. Para isso, desenvolveu-se uma análise numérica por meio da ferramenta computacional ANSYS, software de simulação numérica de engenharia, versão 17, que é baseado no MEF - Método dos Elementos Finitos.

Após processados os modelos no software ANSYS, verificou-se o fluxo de tensões nos blocos e as tensões nas armaduras do tirante e dos pilares. Realizaram-se graficamente comparações de força versus deslocamento e, posteriormente, uma análise estatística, a fim de apontar os fatores que mais influenciam no comportamento dos blocos sobre estacas.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é composto por seis capítulos. No capítulo 1 apresentam-se a introdução e objetivos acerca de fundações e blocos sobre estacas, além da metodologia utilizada para o estudo. Adiante, no capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os principais conteúdos em relação ao dimensionamento de blocos sobre estacas e modelo de bielas e tirantes.

No capítulo 3 discorre-se sobre o dimensionamento e projeto dos modelos adotados para os blocos sobre estacas. Em seguida, no capítulo 4, apresenta-se o desenvolvimento da análise numérica, com as propriedades e considerações do estudo. No capítulo 5 mostram-se os resultados da análise, onde são feitas comparações a partir de gráficos e figuras dos

modelos dos blocos. Por fim, no capítulo 6, faz-se a conclusão com as considerações finais acerca do trabalho, baseado nos resultados apresentados em capítulo anterior.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

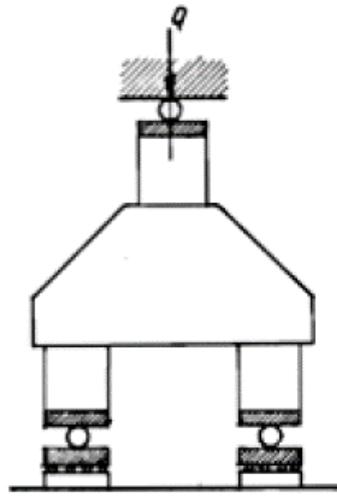
2.1 PESQUISAS COM ÊNFASE EXPERIMENTAL

O Método das Bielas e Tirantes é o mais utilizado no dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas. É baseado nos trabalhos experimentais realizados por Blévert e Frémy (1967), que são suporte para a maioria das teorias existentes na literatura, no que se refere ao dimensionamento de blocos sobre estacas, e consiste em admitir no interior do bloco uma treliça plana ou espacial composta por barras tracionadas e comprimidas.

Blévert e Frémy (1967) realizaram ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas. Os autores estudaram a influência de diferentes arranjos de armadura no dimensionamento dos blocos e analisaram o estado de formação de fissuras. Assim, observaram que ocorreu formação de várias fissuras antes da ruína, sendo que a falha aconteceu devido ao esmagamento da biela de compressão junto ao pilar ou à estaca, ou simultaneamente.

Os ensaios de Blévert e Frémy (1967) foram realizados sob ação de força vertical concentrada crescente, possibilitando o acompanhamento do desenvolvimento das fissuras. Na Figura 2 mostra-se a estruturação do que foi feito nos ensaios dos blocos, garantindo que houvesse liberdade de rotação das seções inferiores das estacas e liberação do deslocamento destas seções no plano horizontal.

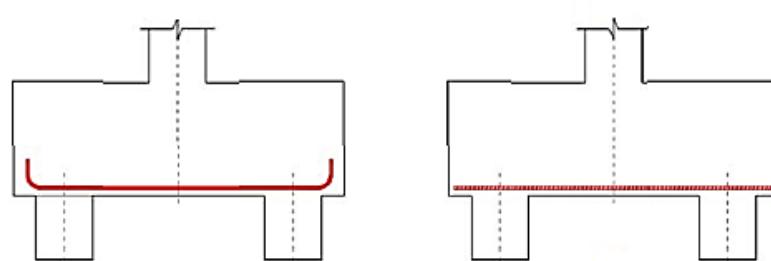
Figura 2 - Esquema ilustrativo da aplicação das cargas nos ensaios dos blocos



Fonte: Blévert e Frémy (1967)

Para blocos sobre duas estacas, os autores recomendaram que a inclinação das bielas estivesse entre 45° e 55° . Além disso, verificaram que houve escorregamento das barras nos modelos armados com mossas ou nervuras, sem ganchos. Na Figura 3 ilustra-se a forma como os blocos foram armados.

Figura 3 - Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévert e Frémy (1967)



(a) Barras lisas com ganchos

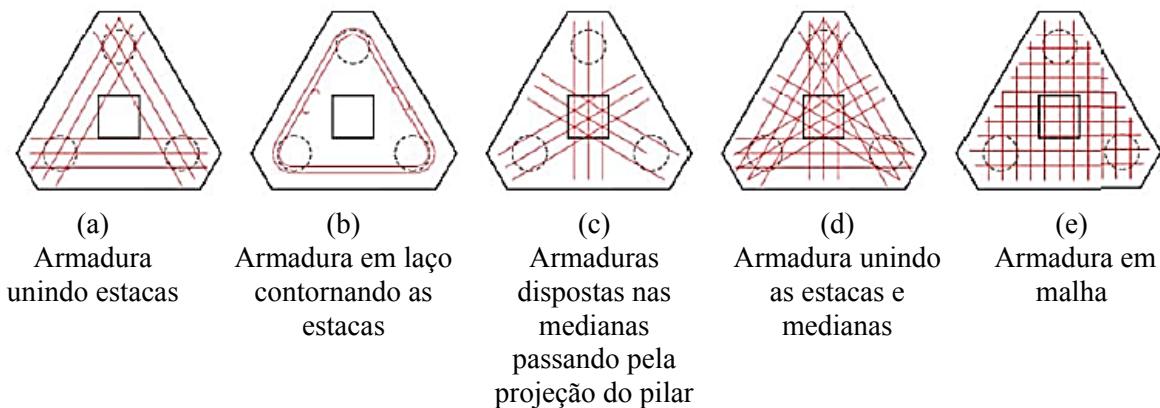
(b) Barras com mossas e saliências sem ganchos

Fonte: Adaptado de Blévert e Frémy (1967)

Blévert e Frémy (1967) ensaiaram blocos sobre três estacas variando a disposição da armadura, totalizando cinco modelos, conforme ilustrado na Figura 4. As armaduras apresentadas nos modelos (a), (b), (c) e (d) mostraram-se eficientes, sendo que no modelo (a), as armaduras unindo as estacas, foram preponderantes. A distância entre os eixos das estacas foi maior que três vezes o diâmetro das mesmas, sendo necessário, portanto,

armadura de suspensão. No modelo (e) não foi utilizada armadura de suspensão, o que explica a minoração em 50% da força última.

Figura 4 - Disposição das armaduras no bloco de três estacas

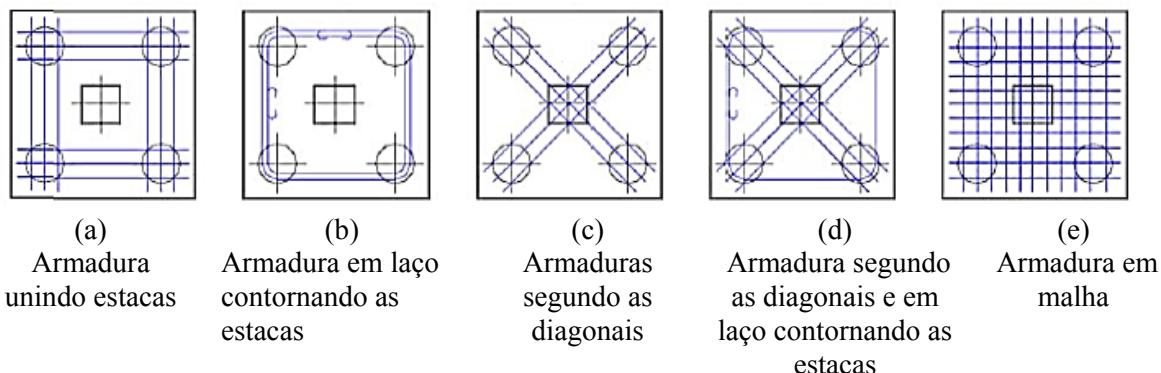


Fonte: Adaptado de Blévot e Frémy (1967)

Na maioria dos modelos, a ruína deu-se por tensões de tração no concreto, ocorrendo fissuração na região das estacas. Com relação às fissuras, a disposição das armaduras conforme modelos (a) e (b) da Figura 4 apresentaram maior eficiência quanto às faces laterais, porém foram menos eficazes quanto à fissuração na face inferior. Além disso, nos blocos com bielas entre 40° e 55° , as forças últimas foram maiores que as previstas pelo método de bielas e tirantes. Para inclinações fora desse intervalo, as forças últimas foram menores (BLÉVOT; FRÉMY, 1967).

Ainda sobre Blévot e Frémy (1967), também foram ensaiados blocos sobre quatro estacas, com as disposições de armaduras apresentadas na Figura 5, onde os modelos (a) e (d) se mostraram igualmente eficientes. O modelo (e), com armadura em malha, apresentou uma eficiência de 80%. No modelo (b), com armadura contornando as estacas, surgiram fissuras na parte inferior do bloco, o que mostrou a necessidade de acréscimo de armadura secundária em malha para combater a fissuração. Em todos os modelos sobre quatro estacas ocorreu a ruína a partir de fissuras junto às estacas e não por punção.

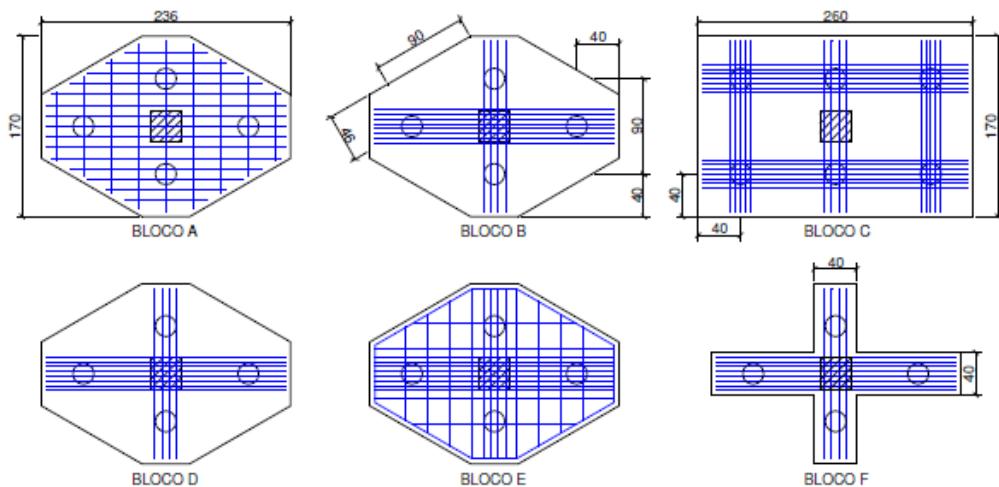
Figura 5 - Disposição das armaduras no bloco de quatro estacas



Fonte: Adaptado de Blérot e Frémy (1967)

Por sua vez, Adebar, Kuchma e Collins (1990) conduziram ensaios em modelos de blocos sobre quatro e seis estacas (Figura 6) para examinar a viabilidade do modelo tridimensional de bielas e tirantes. Dentre os resultados encontrados, eles concluíram que o modelo de bielas e tirantes foi o que melhor representou o comportamento de blocos sobre estacas.

Figura 6 – Modelos de blocos ensaiados por Adebar, Kuchma e Collins (1990)



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

Nos ensaios de Adebar, Kuchma e Collins (1990) foram observadas as relações força versus deslocamento, a força distribuída entre as estacas, as deformações nas barras da armadura e forças de fissuração e de ruína. O bloco A foi dimensionado segundo o código americano ACI 318:1983, enquanto os blocos B e C foram dimensionados pelo modelo de

bielas e tirantes. O bloco F foi construído para testar uma hipótese do código americano ACI 318:1983, sendo semelhante ao bloco D, com exceção dos quatro cantos de concreto que foram suprimidos.

Os blocos A, B, D e E eram todos sobre 4 estacas e com dimensões iguais, enquanto o bloco C estava apoiado sobre 6 estacas. O bloco D foi construído com o dobro da armadura do bloco B para investigar a ruptura antes do escoamento da armadura. O bloco E foi similar ao bloco D, porém com armadura distribuída sugerida pelo código americano ACI 318:1983.

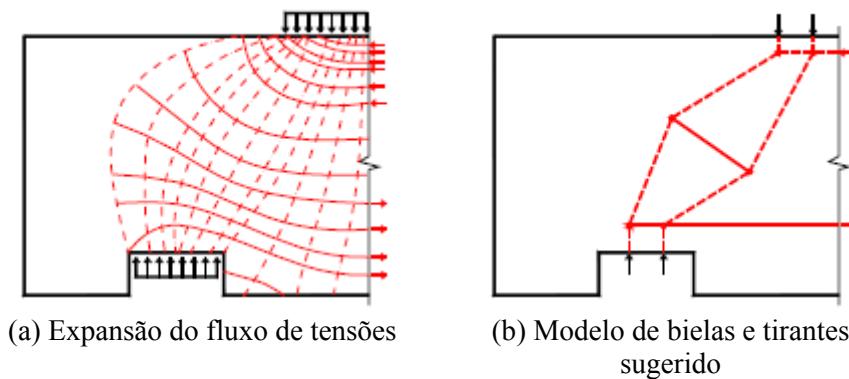
Nos blocos A e B, que tinham menor quantidade de barras, Adebar, Kuchma e Collins (1990) verificaram que as tensões na armadura aumentaram muito a partir do aparecimento da primeira fissura. No bloco C, a maior parte das solicitações foram inicialmente absorvidas pelas duas estacas mais próximas aos pilares, enquanto as outras quatro estacas foram menos solicitadas. Nos blocos D e E a ruína ocorreu antes do escoamento do tirante. No bloco F, que lembra duas vigas paredes ortogonais com interseção no meio do vão, a ruína ocorreu quando a viga mais curta rompeu por cisalhamento e nenhuma armadura longitudinal escoou.

Adebar, Kuchma e Collins (1990) concluíram que os procedimentos indicados pelo ACI 318:1983 não foram compatíveis com os resultados experimentais, uma vez que o método não leva em consideração a altura útil do bloco, desprezando a influência da quantidade e a distribuição das barras da armadura longitudinal. Por não terem flexibilidade suficiente para distribuir a força nas estacas de maneira uniforme, os blocos com grandes alturas sofreram significativas deformações, pouco antes da ruína.

Ademais, os blocos não tiveram comportamento de viga e as bielas de compressão não romperam por esmagamento do concreto. Ou seja, a ruína do bloco ocorreu após uma das bielas de compressão não suportar as tensões de tração provocadas em decorrência da expansão das tensões de compressão. Dessa forma, o modelo de bielas e tirantes representou melhor o comportamento estrutural dos blocos (ADEBAR; KUCHMA; COLLINS, 1990).

Adebar, Kuchma e Collins (1990) propuseram um método aperfeiçoado de bielas e tirantes mediante a combinação entre os resultados experimentais e numéricos obtidos pelo MEF - Método dos Elementos Finitos. Na Figura 7 (a) exibe-se a trajetória de tensões obtidas pelo MEF de um modelo elástico linear, onde é possível notar o surgimento de tensões de tração entre os pontos de aplicação da força devido à expansão das tensões de compressão. No modelo sugerido pelos autores, Figura 7 (b), um tirante é instalado na faixa central da biela de compressão, entre a cabeça da estaca e a base do pilar, a fim de absorver essas tensões de tração.

Figura 7 – Esquema proposto pelos autores



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

Adebar e Zhou (1996) fizeram uma comparação de métodos de cálculo de blocos sobre estacas analisando os resultados experimentais obtidos por outros pesquisadores. Eles concluíram que as disposições de armaduras de cisalhamento segundo o código americano American Concrete Institute - ACI 318:1977 foram excessivamente conservadoras para blocos e que os procedimentos de cálculo para flexão de vigas e placas bidimensionais não seguem um roteiro seguro para blocos de coroamento. Os resultados da pesquisa comprovaram que o reforço longitudinal deve ser concentrado sobre as estacas, como sugerido pelo Modelo de Bielas e Tirantes.

Em relação às análises realizadas por Adebar e Zhou (1996), os autores observaram que muitos blocos que foram preditos a falhar na flexão, no entanto, falharam em cisalhamento. Isto ocorreu porque os blocos de concreto com grandes dimensões não tinham, provavelmente, a ductilidade necessária para resistir às deformações flexionais sem provocar uma falha de cisalhamento.

Além disso, Adebar e Zhou (1996) concluíram que a capacidade de flexão estava fortemente relacionada à inclinação das bielas de compressão, que foram definidas pela localização das zonas nodais. As tensões de compressão devido à flexão concentraram-se perto do pilar, não se espalhando uniformemente através da seção. As zonas nodais inferiores estavam dispostas no centro das estacas no nível do reforço longitudinal, enquanto que as zonas nodais superiores, na ligação pilar-bloco.

Similarmente aos ensaios realizados por outros pesquisadores e a fim de avaliar o desenvolvimento das fissuras e o modo de ruína de blocos sobre estacas, Miguel (2000), através de ensaios experimentais em escala real, estudou o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas, submetidos à ação de força centrada. Para isso, a autora adotou estacas de 20 cm e 30 cm, mantendo sua armadura principal e variando a armadura secundária. Dessa forma, em função da força aplicada no pilar e da reação das estacas, foi possível obter as deformações nas barras das armaduras principais e secundárias, nas bielas de compressão, nas zonas nodais inferior e superior e nas faces laterais do bloco.

Os blocos romperam-se por fendilhamento das bielas de compressão acompanhado pelo escoamento das barras da armadura em uma direção, sendo que nenhum deles atingiu a ruína com força menor que a força teórica. Os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm apresentaram maiores deformações de tração, transversais às bielas de compressão (MIGUEL, 2000).

Em se tratando de bloco sobre estacas, existe, hoje, um consenso no meio técnico em limitar as tensões nas zonas nodais, advindo dos estudos de Blérot e Frémy (1967). Os autores propuseram que as tensões nas bielas de compressão fossem limitadas, em razão da resistência característica do concreto à compressão. Os limites estão expressos nas Equações 2 e 3 a seguir.

$$\sigma_{zn,s} = 1,4 \cdot f_{ck} \quad (2)$$

$$\sigma_{zn,i} = f_{ck} \quad (3)$$

Nas quais,

$\sigma_{zn,s}$ é a tensão na zona nodal superior, $\sigma_{zn,i}$ é a tensão na zona nodal inferior e f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão.

Em contrapartida, os estudos de Miguel (2000) indicaram que o método das bielas e tirantes desenvolvido por Blévert & Frémy (1967) possui uma margem de segurança de 12%, evidenciando a necessidade de adaptações do modelo. Dessa forma, para que não venha a ocorrer ruína por fendilhamento das bielas comprimidas, a autora sugeriu novos valores limites de tensões nas zonas nodais.

Tem-se na Equação 4 os limites estabelecidos para zona nodal superior, considerando-se estacas de 20 e 30 cm de diâmetro.

$$\sigma_{zn,s} \leq 0,40 \cdot f_{cm} \quad (4)$$

Nas quais,

$\sigma_{zn,s}$ é a tensão na zona nodal superior e f_{cm} é a resistência média do concreto à compressão.

Nas Equações 5 e 6 apresentam-se os valores limites de tensão nas zonas nodais inferiores, sendo a primeira para estacas com diâmetro de 20 cm e, a segunda, 30 cm.

$$\sigma_{zn,i} \leq 0,50 \cdot f_{cm} \quad (5)$$

$$\sigma_{zn,i} \leq 0,30 \cdot f_{cm} \quad (6)$$

Nas quais,

$\sigma_{zn,i}$ é a tensão na zona nodal inferior e f_{cm} é a resistência média do concreto à compressão.

Delalibera (2006) estudou o comportamento de quatorze blocos sobre duas estacas, em escala real, quando submetidos à ação de força centrada e excêntrica. Uma análise numérica tridimensional não linear de blocos foi desenvolvida com a finalidade de analisar os critérios de fissuração do concreto e a influência das armaduras no comportamento

estrutural dos mesmos. Dessa forma, o pesquisador ponderou que os parâmetros que mais influenciaram no valor da força última do bloco solicitado foram: a excentricidade da força vertical aplicada ao bloco, a altura do bloco, a área da seção transversal do pilar e da estaca e a combinação destes fatores.

Ademais, Delalibera (2006) examinou a forma geométrica das bielas de compressão, constatando que as bielas formadas foram diferentes para força excêntrica e centrada. A eficiência dos ganchos das barras de aço que compõem os tirantes também foi considerada pelo pesquisador, que concluiu que os mesmos podem ser retirados sem prejuízo à segurança estrutural dos blocos.

Nos modelos ensaiados por Delalibera (2006), todos os blocos apresentaram ruína devido à ruptura da biela comprimida junto ao pilar e/ou junto à estaca, isto é, formou-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco provocado pela ação de força cortante, afetando significativamente a resistência à compressão do concreto existente na biela. Dessa forma, o autor concluiu que, a fim de limitar a abertura das fissuras, faz-se necessário a utilização de barras de aço na direção perpendicular à biela de compressão, conferindo-as maior capacidade portante. Nos ensaios experimentais, certificou-se que os blocos com pilares de maior seção transversal apresentaram maior capacidade portante em relação aos blocos de menor seção transversal, confirmando os resultados obtidos por meio da análise de variância.

Delalibera (2006) também constatou em suas simulações que a reação das estacas estava a uma distância equivalente a um quarto de uma das dimensões da seção transversal, na direção paralela ao eixo longitudinal do bloco, e não em seu centro geométrico. Em função dos resultados obtidos por meio das análises experimental e numérica, o pesquisador sugeriu dois métodos de dimensionamento para blocos sobre estacas, baseados na analogia de bielas e tirantes. Além disso, propôs uma armadura mínima de fendilhamento, formulada em função dos panoramas de fissuração desenvolvidos no bloco durante os ensaios experimentais.

Delalibera e Giongo (2008) ensaiaram em laboratório alguns blocos para verificação das deformações nas diagonais comprimidas. Apesar do surgimento de fissuras de grandes

aberturas, os blocos só deixaram de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou o processo de fissuração da diagonal comprimida (fendilhamento), ocorrendo, em seguida, o esmagamento do concreto junto à zona nodal superior ou inferior. Portanto, concluiu-se que a resistência do concreto na região das escoras foi significativamente comprometida, sendo recomendada a utilização de barras de aço perpendiculares às bielas, de maneira a aumentar a resistência das mesmas e limitar, consequentemente, a abertura de fissuras.

Segundo os pesquisadores, devido à existência de grande concentração de tensões logo abaixo do pilar, deve-se considerar que a metade da área da seção transversal do mesmo é solicitada pela metade da força aplicada em seu topo. Sob outro aspecto, por meio dos resultados obtidos pelas deformações nas faces dos blocos, foi possível identificar, mesmo que de maneira aproximada, a forma geométrica do fluxo de tensões de compressão (DELALIBERA; GIONGO, 2008).

Delalibera e Giongo (2009) verificaram que a seção transversal do pilar modificou o comportamento estrutural dos blocos, sendo que seções maiores, com as mesmas propriedades mecânicas, apresentaram maior capacidade resistente. Além disso, constataram que o ângulo de inclinação da escora, que é função da altura do bloco e da distância entre os eixos das estacas, foi fundamental na capacidade portante dos blocos. Os modelos mais rígidos, com maior altura e maior ângulo de inclinação das bielas, apresentaram maior capacidade resistente quando comparados com os modelos de menor rigidez.

Munhoz (2014) estudou o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas submetidos à ação de força vertical centrada, com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armaduras longitudinais. Foram ensaiados doze modelos em escala reduzida de 1:2, considerando para dimensionamento dos blocos o método de bielas e tirantes. Conjuntamente, foi desenvolvida uma análise numérica tridimensional e não linear pelo MEF.

O objetivo da análise da autora foi investigar a distribuição do fluxo de tensões principais de compressão e tração nos modelos, verificando diferenças na transmissão de esforços quando se altera a taxa de armadura longitudinal dos pilares e a seção transversal dos

mesmos. Constatou-se que as barras de armadura do tirante devem ser ancoradas com gancho na extremidade, pois em blocos com pilares de seção mais alongada, a redução das tensões nas barras dos tirantes foi menor.

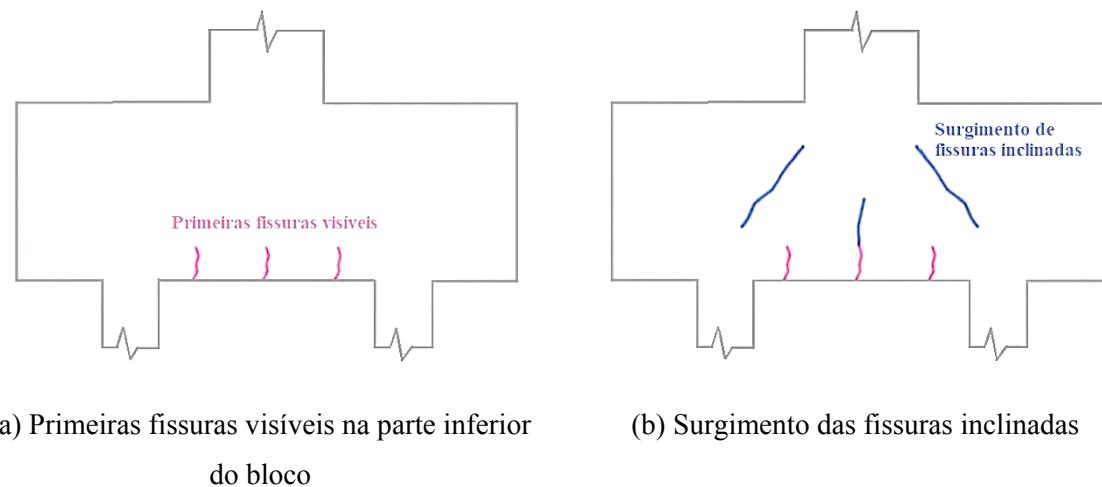
Munhoz (2014) concluiu também que a distribuição das tensões nas barras centrais e de extremidades, dispostas nas faces dos pilares com seção retangular alongada, não foram equivalentes. Dessa forma, mesmo que a força de compressão seja aplicada no centro do pilar, não é recomendada a redução da ancoragem das barras, excetuando-se casos em que análises mais aprofundadas sejam realizadas.

Para facilitar a investigação experimental de formação de fissuras nas faces laterais dos blocos sobre estacas, não foram utilizadas armaduras complementares nas abas. Assim sendo, constatou-se que os estribos horizontais foram essenciais para o satisfatório desempenho dos blocos (MUNHOZ, 2014).

Em estudo recente, Munhoz e Giongo (2017) mostraram análises sobre a influência da seção geométrica de pilares com diferentes taxas de armadura longitudinal em blocos rígidos sobre duas estacas, considerando os modelos desenvolvidos por Munhoz (2014). Para esse fim, adotaram as recomendações de Fusco (1995) nos modelos, mantendo apenas a altura dos blocos e o ângulo de inclinação das bielas comprimidas. Os autores confirmaram que diferentes taxas de armadura nos pilares alteraram a força e a forma como os esforços foram transmitidos para os blocos, o que pode modificar a altura da treliça e, assim, alterar as forças de tração nas armaduras, em consonância com as observações de Fusco (1995).

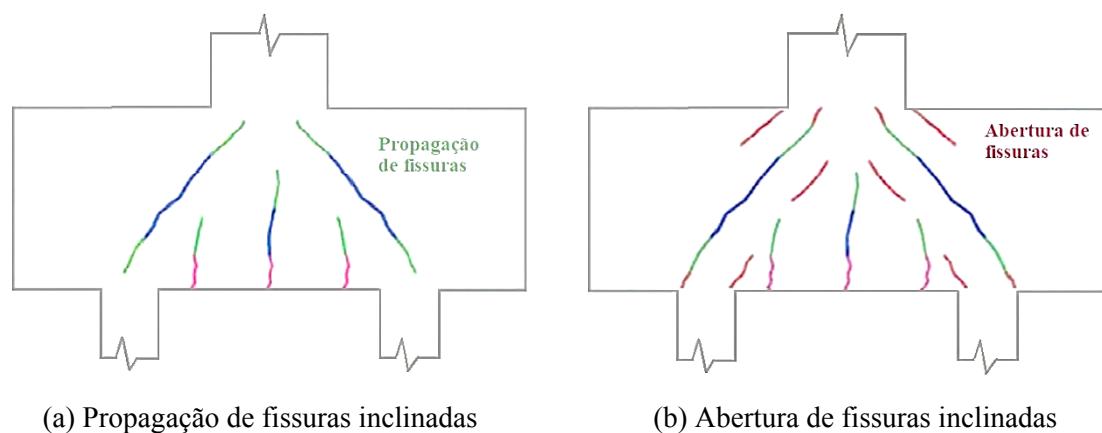
Segundo Munhoz e Giongo (2017), as primeiras fissuras surgiram na parte inferior dos blocos e, concomitantemente ao aumento das forças, apareceram fissuras inclinadas na face lateral dos mesmos, na direção do pilar e estaca. As fissuras inclinadas evoluíram em comprimento e abertura até a ruína dos modelos, sendo que todos apresentaram comportamento semelhante, em especial quanto à configuração das fissuras. Nas Figura 8 e Figura 9 mostram-se como ocorreu a evolução da fissuração nos modelos ensaiados.

Figura 8 – Fissuras iniciais



Fonte: Adaptado de Munhoz e Giongo (2017)

Figura 9 – Fissuras inclinadas



Fonte: Adaptado de Munhoz e Giongo (2017)

Os modelos, em geral, apresentaram a primeira fissura com valores entre 20% a 27% da força última, sendo que os pilares de seções quadradas apresentaram a primeira fissura mais tarde (MUNHOZ; GIONGO, 2017).

Munhoz e Giongo (2017) calcularam as forças últimas teóricas pelo método de Blérot e Frémy (1967), considerando equivalentes as tensões nas bielas junto ao pilar e junto às estacas. Nas Equações 7 e 8 tem-se à resistência limite na região nodal superior e inferior, respectivamente.

$$\sigma_{zn,s} = \frac{F_{teo,p}}{A_p \cdot (\sin \theta)^2} = f_{ck} \quad (7)$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{F_{teo,e}}{2 \cdot A_e \cdot (\sin \theta)^2} = f_{ck} \quad (8)$$

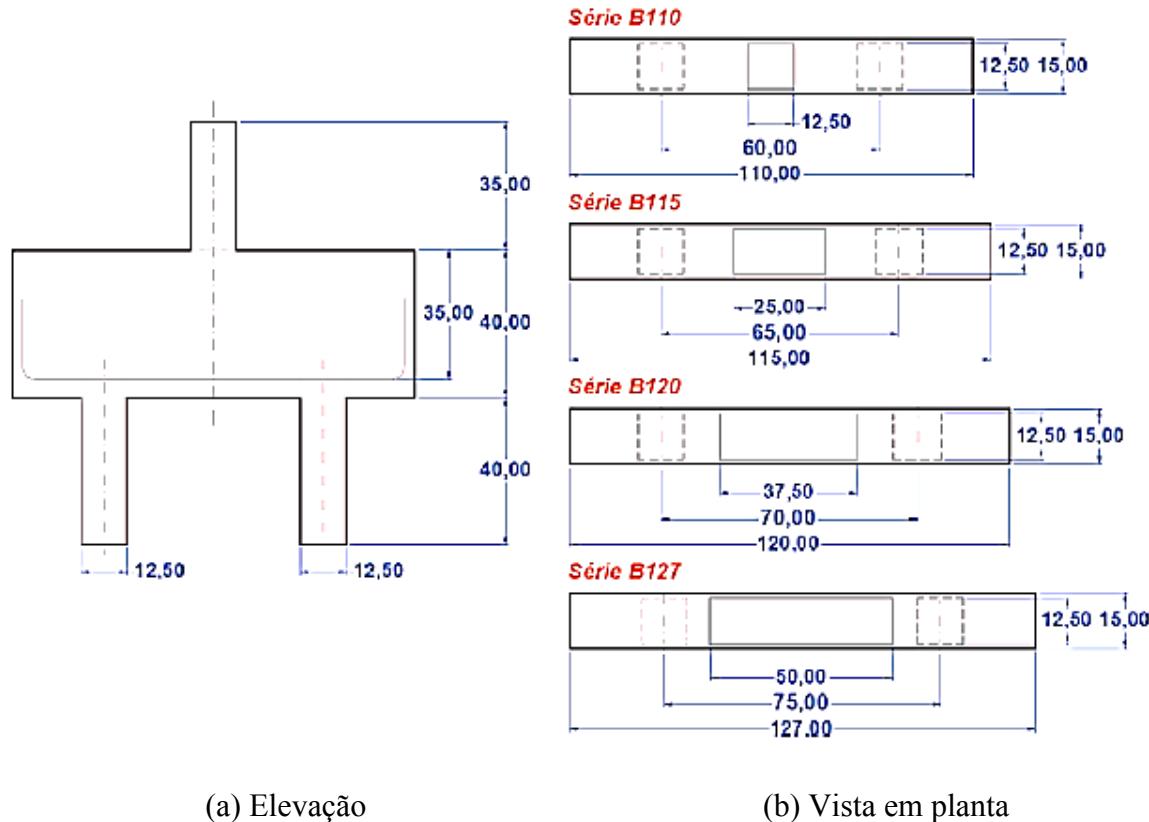
Nas quais,

A_p é a área da seção transversal do pilar; A_e é a área da seção transversal da estaca; $F_{teo,e}$ é a força teórica na estaca; $F_{teo,p}$ é a força teórica de compressão aplicada no pilar; $\sigma_{zn,s}$ é a tensão na zona nodal superior; $\sigma_{zn,i}$ é a tensão na zona nodal inferior; θ é o ângulo de inclinação das bielas e f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto.

Os modelos desenvolvidos por Munhoz e Giongo (2017) foram apresentados na Figura 10. Os autores observaram que nos blocos da série B110, B115 e B120, o aumento da taxa de armadura nos pilares refletiu em um acréscimo na força última experimental. Fazendo a mesma análise para a série B127, a maior força última ocorreu no modelo com menor taxa de armadura. Os modelos da série B110 foram os que apresentaram os menores valores da relação força última teórica pela força última experimental ($F_{u,teo}/F_{u,exp}$), sendo que apenas o modelo desta série com menor taxa de armadura, teve ruína prematura do pilar.

Munhoz e Giongo (2017) também analisaram as deformações nas armaduras do tirante, utilizando-se extensômetros nas posições que coincidiram com os eixos das estacas. Os pesquisadores verificaram as deformações médias no centro das barras do tirante, constatando que nos blocos da série B110 houve um acréscimo na deformação com o aumento da taxa de armadura do pilar. Já nos modelos da série B115, a maior deformação ocorreu no bloco com taxa de 2,5% de armadura do pilar. Nas séries B120 e B127 os valores das deformações foram bem semelhantes em todos os modelos, ou seja, não houve aumento significativo da deformação com a variação da taxa de armadura do pilar.

Figura 10 - Modelos ensaiados por Munhoz e Giongo (2017)



(a) Elevação

(b) Vista em planta

Fonte: Munhoz e Giongo (2017)

Por meio das deformações medidas com os extensômetros elétricos, localizados nas barras de aço da armadura principal de tração, foi possível fazer uma estimativa da força no tirante ($R_{st,exp}$). Considerou-se que todas as barras de armadura da seção estavam submetidas à mesma tensão, foi feita uma média entre os valores retirados dos extensômetros e calculou-se a força experimental $R_{st,exp}$. Dessa forma, observou-se que com a variação das taxas de armaduras dos pilares, os valores das forças experimentais calculadas nos tirantes modificaram-se (MUNHOZ; GIONGO, 2017).

Os autores compararam as forças experimentais dos tirantes, estimadas com as deformações das barras, e a força efetiva teórica calculada pelo Método de Blérot e Fremy (1967). Nos blocos da série B110, apenas o modelo com a taxa máxima de armadura apresentou força maior do que a teórica. Para os blocos da série B115, apenas o modelo com taxa de armadura de 2,5 % teve a força experimental no tirante maior do que a teórica. Nos blocos da série B120 e B127 os valores experimentais foram menores (MUNHOZ; GIONGO, 2017).

A tensão na zona nodal inferior deve ser verificada na região em que a armadura do tirante é interceptada pela biela de compressão, perpendicular a largura da biela. Sabe-se que o ângulo de inclinação das bielas é um parâmetro importante para definição dessas tensões, entretanto, foi adotada a mesma inclinação das bielas para todos os modelos, não sendo, dessa maneira, alternativa viável para comparações (MUNHOZ; GIONGO, 2017).

Diante das análises realizadas por Munhoz e Giongo (2017), os autores recomendaram que as barras da armadura principal estivessem sempre ancoradas com ganchos nas extremidades para pilares de seção retangular alongada. Os valores dos parâmetros de resistência estimados com dados experimentais, para regiões nodais inferiores (região da estaca), demonstram diferenças significativas entre pilares de seção quadrada e pilares de seção retangular.

Diante do que foi exposto, pode-se afirmar que Blévot e Frémy (1967), Adebar, Kuchma e Collins (1990), Miguel (2000), Delalibera (2006) e Munhoz (2014) concluíram que a aplicação do método de bielas e tirantes é o mais adequado para blocos sobre estacas. Também foi notória a importância da inclinação das bielas no que se refere à capacidade portante dos blocos. Entretanto, houve divergências quanto à definição dos valores para as tensões nodais e em relação à formação das bielas de compressão.

Delalibera (2006) e Munhoz (2014) estudaram a influência da variação das seções geométricas dos pilares no comportamento estrutural dos blocos, o que evidencia a importância deste parâmetro. Ademais, Delalibera (2006) e Munhoz (2014) analisaram, respectivamente, a variação das alturas dos blocos e a variação da taxa de armadura dos pilares. No entanto, não existem estudos acerca da combinação desses fatores, justificando a necessidade de análises mais aprofundadas, visto a importância do elemento bloco na segurança das estruturas.

2.2 PESQUISAS COM ÊNFASE NUMÉRICA

Munhoz (2004) realizou análise numérica e analítica de blocos sobre uma a cinco estacas, estando submetidos à ação de força centrada, sugerindo um Modelo de Bielas e Tirantes

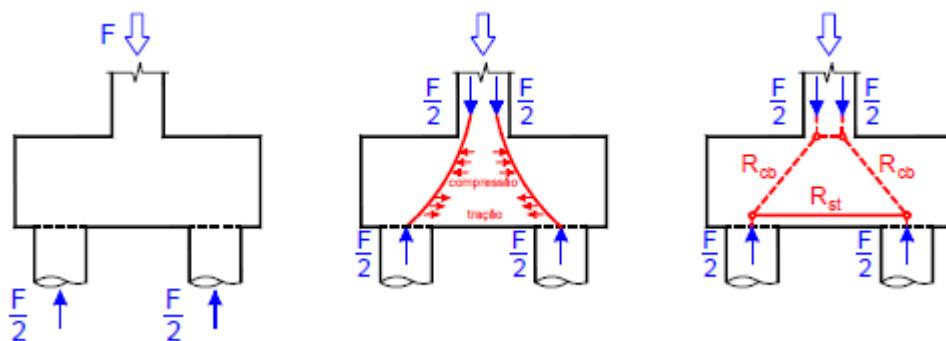
mais refinado. A análise numérica foi feita por meio do MEF utilizando o programa computacional ANSYS e considerando o comportamento do material como elástico linear.

O objetivo do estudo era analisar o fluxo de tensões nas direções principais do elemento, a fim de se aplicar o Modelo de Bielas e Tirantes. O estudo analítico foi realizado mediante comparação de métodos de cálculo até então desenvolvidos. Adotaram-se modelos de blocos sobre estacas semelhantes, variando-se os diâmetros de estacas e as dimensões dos pilares (MUNHOZ, 2004).

Após a verificação do equilíbrio externo e determinação de todos os esforços atuantes no contorno, foi possível desenvolver o modelo de bielas e tirantes por meio do fluxo de forças dentro da estrutura pelo processo de caminho de carga. O caminhamento das forças no interior da estrutura se dá por meio de campos de tração e compressão que serão representados por bielas e tirantes conforme ilustrado na Figura 11. O processo do caminho das cargas deve seguir os seguintes passos segundo Munhoz (2004):

- Forças distribuídas no contorno devem ser substituídas por forças concentradas equivalentes;
- Todos os caminhos de carga devem ser desenhados, alinhados e não podem se interceptar;
- Ações opostas devem ser interligadas por caminhos de carga os mais curtos possíveis;
- Linhas curvas devem ser substituídas por linhas retas, que representam as bielas e tirantes;
- Se necessário, bielas e tirantes devem ser adicionados para equilibrar os nós.

Figura 11 – Aplicação do caminho de carga em blocos sobre duas estacas

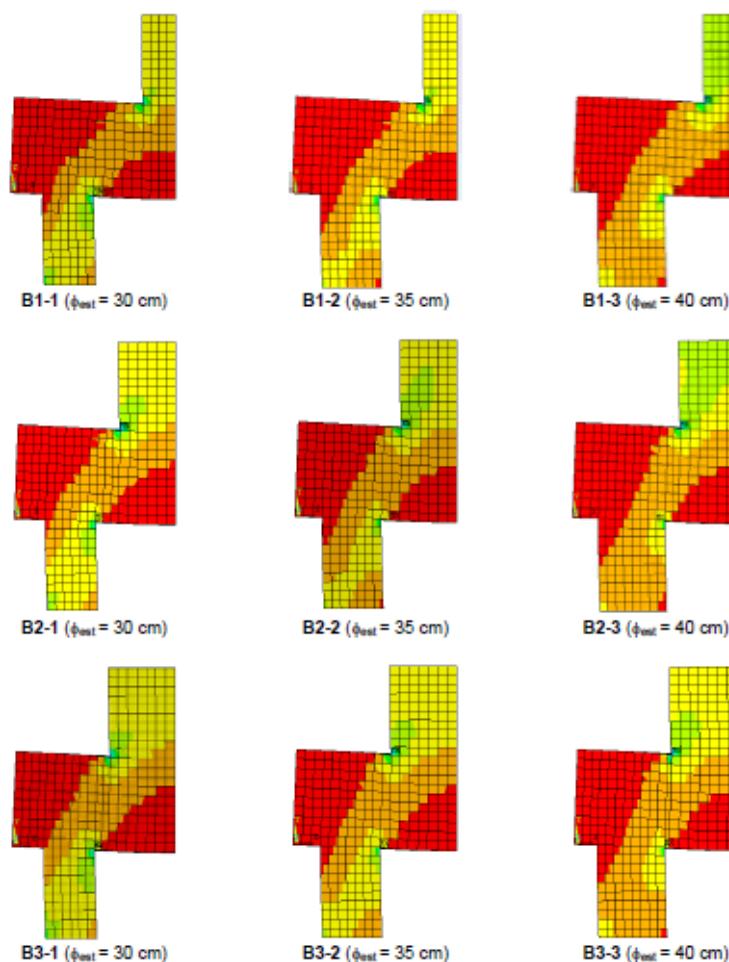


Fonte: Munhoz (2004)

Ainda de acordo com Munhoz (2004), analisando-se os blocos sobre duas estacas, observou-se a formação das bielas de compressão e a grande concentração de tensões nas regiões nodais, próximas ao pilar e próximas às estacas. Os campos de tensão de compressão na região nodal superior, obtidos com a análise numérica, formaram-se além da seção do pilar, diferente do modelo de Blérot e Frémy (1967), em que a biela se forma partindo da área do pilar.

Na Figura 12, ilustram-se a formação das bielas de compressão e o caminhamento das tensões nos blocos sobre duas estacas de Munhoz (2004). A cor vermelha indica as menores tensões verificadas no programa computacional ANSYS, enquanto, as cores laranja e amarela evidenciam o caminhamento das tensões. A cor verde, por sua vez, aponta os picos de tensões nas zonas nodais superior e inferior.

Figura 12 – Formação das bielas de compressão



Fonte: Munhoz (2004)

Assim, Munhoz (2004) concluiu que é importante analisar a geometria da treliça, que deve ser diferente conforme a seção do pilar. A maior parte dos métodos analíticos considera blocos com pilares de seção retangular com uma seção quadrada equivalente, e essa pode ser uma solução conservadora em alguns casos, portanto, deve-se estudar cada caso. A seção da estaca também deve ser considerada, já que, nos modelos analisados, quando se aumenta a seção, as tensões nas bielas diminuem, e, consequentemente, reduzem as tensões nos tirantes.

Nori e Tharval (2007) sugeriram que o método de dimensionamento de blocos sobre estacas depende não só da configuração estrutural, mas também do tipo e da forma como as cargas são aplicadas. Atualmente, são inúmeras as combinações feitas por computadores que mostram diversos modelos da estrutura, colaborando para que a situação mais crítica seja atendida. Quando utilizado Modelo de Bielas e Tirantes, os autores concluíram que existem vários modelos possíveis para a mesma estrutura, e propuseram a utilização de um modelo em que exista um menor número de tirantes.

Para blocos sobre estacas, deve-se considerar que o espaçamento entre as estacas seja de 2,5 a 3 vezes o diâmetro, porém para blocos sujeitos a momentos de flexão maiores, pode ser mais econômico aumentar o espaçamento entre elas. Além disso, Nori e Tharval (2007) recomendaram que na utilização do Modelo de Bielas e Tirantes, a altura do bloco não pode ser inferior à metade do espaçamento entre as estacas, o que garante inclinações das bielas superiores à 45°. Os pilares podem estar submetidos a cargas laterais resultando em momentos de flexão em estacas, o que pode conferir ao modelo maior complexidade. (NORI e THARVAL, 2007).

Nori e Tharval (2007) fizeram uma avaliação do modelo para blocos com duas, três e quatro estacas, comprovando que em todos os casos, o Modelo de Bielas e Tirantes resulta em valores confiáveis para dimensionamento. Porém, o projeto precisa prever armadura adicional construtiva, além das armaduras do tirante. Ressalta-se a necessidade de análise dos métodos de dimensionamento para cada caso de carregamento.

Ainda na diretriz dos autores que realizaram estudos via softwares, Buttignol (2011) simulou numericamente o comportamento estrutural de blocos sobre duas e três estacas a

partir do programa computacional ATENA 3D. Utilizou como referência para seu trabalho, os experimentos de Delalibera (2006) e Miguel (2000), e objetivava com sua pesquisa padronizar o método de bielas e tirantes utilizado para dimensionamento.

Ainda sobre Buttignol (2011), o autor observou que ocorreu ruína frágil em todos os casos por ruptura do concreto e fendilhamento do bloco. Notou a formação das bielas de compressão e assumiu que o método de bielas e tirantes foi o que melhor representou o comportamento estrutural dos blocos. Além disso, verificou que o ângulo de inclinação das bielas variou de acordo com o embutimento das estacas no bloco, a altura do bloco, a seção transversal do pilar e a distância entre as estacas.

O alongamento da seção transversal do pilar levou a um aumento da força resistida pelo bloco e o aumento da altura do bloco provocou um acréscimo da força última e da rigidez estrutural. Também concluiu que a utilização de armadura de fendilhamento contribuiu para o aumento da força última resistida pelo bloco. Em todos os casos, as tensões nos tirantes começaram a apresentar redução a partir do início da zona nodal inferior, atingindo valores muito pequenos nas extremidades das barras (BUTTIGNOL, 2011).

Nos estudos de Almeida e Buttignol (2013), onde foi feita análise numérica em blocos sobre duas e três estacas, os autores concluíram que as tensões na armadura principal dos tirantes não foram constantes ao longo das barras de aço. Além disso, verificaram que na extremidade das barras de aço, as tensões foram de baixa intensidade, dispensando a utilização de ganchos de ancoragem. Ainda segundo os pesquisadores, a aderência não foi um fator determinante para a resistência última dos blocos, visto que o escorregamento da armadura ocorreu após a ruptura do bloco.

Barros, Giongo e Oliveira (2014) estudaram o comportamento estrutural dos blocos sobre seis estacas, considerando a variação dos seguintes parâmetros: seção transversal do pilar; deformabilidade do solo de apoio das estacas e resistência característica à compressão do concreto. Os parâmetros geométricos foram definidos com base no projeto de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado, apenas com finalidade de definir a ordem de grandeza das dimensões em planta dos blocos, bem como dos pilares e estacas adjacentes.

Para analisar a influência do formato da seção transversal do pilar no comportamento estrutural do bloco, foram consideradas três diferentes seções transversais: quadrada; retangular pouco alongada e retangular muito alongada. A altura do bloco foi definida considerando a inclinação de 40°, em relação à horizontal, para a biela referente à estaca mais afastada do pilar, com o ponto de início de cada biela adotado no ponto central da parcela da área do pilar referente à estaca considerada (BARROS, GIONGO e OLIVEIRA, 2014).

Em relação à variação da seção transversal do pilar, verificou-se que o alongamento da seção transversal do pilar melhorou a distribuição das reações das estacas, contribuindo para uma distribuição mais uniforme se comparado com a situação de pilar de seção transversal quadrada. A variação do formato da seção transversal do pilar não alterou de maneira significativa a resistência dos blocos (BARROS, GIONGO e OLIVEIRA, 2014).

A trajetória de tensões de compressão acompanhou o alongamento da seção transversal do pilar, possibilitando a formação de bielas mais inclinadas em relação à horizontal, iniciando próximo às extremidades do pilar. Com o pilar quadrado, as bielas ficaram menos inclinadas em relação à horizontal. Além disso, foi possível perceber uma redução da concentração das tensões de compressão referente às estacas mais próximas e uma redistribuição dessas tensões para as outras estacas mais afastadas, por causa do alongamento da seção transversal do pilar (BARROS, GIONGO e OLIVEIRA, 2014).

Quanto à variação da seção transversal do pilar, constatou-se que a configuração das bielas se modifica conforme ocorre o alongamento da seção transversal. Logo, verificou-se que considerar o ponto de início das bielas no centro de setores da área do pilar referente a cada estaca foi uma aproximação razoável (BARROS, GIONGO e OLIVEIRA, 2014).

Randi (2017) realizou análise numérica utilizando os modelos experimentais de Munhoz (2014) como referência, aplicando o programa computacional ATENA 2D. O autor analisou a influência do comprimento de ancoragem da armadura dos pilares no comportamento estrutural dos blocos, concluindo que não resultaram em diferenças significativas nos mecanismos de funcionamento dos blocos. Além disso, constatou que os comprimentos de ancoragem poderiam ser menores que os preconizados por norma.

Os autores supracitados fizeram uso de softwares baseados no MEF, os quais permitem, através da discretização, que consiste na divisão do elemento em partes menores, uma boa aproximação entre modelos numéricos e reais. Os programas computacionais possibilitam analisar uma grande quantidade de modelos numéricos e situações, sendo possível realizar análises estatísticas, dando enfoque aos parâmetros principais e a combinação destes.

2.3 ANALOGIA DE BIELAS E TIRANTES

O Método de Bielas e Tirantes é empregado para projeto e detalhamento de estruturas em concreto armado. É representado por uma estrutura do tipo treliçada no seu interior, formada por bielas comprimidas e tirantes tracionados, de maneira a representar uma estrutura viável, estaticamente admissível, que idealize o mecanismo de transferência entre as cargas aplicadas e as restrições de apoios consideradas. Sendo assim, o modelo adotado leva em consideração a contribuição do concreto na resistência à compressão das bielas e permite projetar o detalhamento das armaduras com base nas tensões de tração existentes nos tirantes.

O modelo clássico de treliça adotado no Método de Bielas e Tirantes foi idealizado por Ritter e Mörsch, no início do século XX, e se baseia na analogia entre uma viga fissurada e uma treliça. A aplicação do modelo de Ritter e Mörsch pode ser descrita em Schlaich, Schafer, Jennewein (1987), que estenderam seu uso como uma técnica de projeto aplicada em estruturas com presença de regiões D.

Uma estrutura pode ser dividida em regiões B, onde é válida a hipótese de Bernoulli, em que a seção transversal permanece plana após a ocorrência da flexão, e regiões D, onde há um complexo estado entre tensões e deformações, tipicamente representado por descontinuidades geométricas ou estáticas que não permitem a aplicação da hipótese de Bernoulli. Nesse caso, o dimensionamento deverá ser feito com base em métodos específicos como o método das bielas e tirantes.

Considerando a aplicabilidade prática do método de bielas e tirantes, uma das questões mais importantes a serem ponderadas é a construção dos modelos adequados de treliças.

Existem métodos como do caminho de cargas ou procedimentos que requerem uma análise elástica do campo tensional da estrutura, ou seja, definição do fluxo das tensões principais.

A rotina de projeto para modelos de bielas e tirantes pode ser dividida em etapas, como: definição da região de descontinuidade, análise estrutural, processo do caminho das cargas, escolha do modelo mais adequado, dimensionamento de bielas e tirantes, verificação das regiões nodais e detalhamentos das armaduras.

Um nó pode ser definido como um volume de concreto que envolve as interseções das bielas comprimidas com forças de ancoragem e/ou forças de compressão externas, como ações concentradas e reações de apoio. Nos modelos, os nós representam uma mudança brusca na direção das forças, enquanto que em um elemento estrutural real de concreto armado, esse desvio normalmente ocorre em certo comprimento e largura, por isso os nós são uma idealização simplificada da realidade.

Existem dois tipos de nós, os contínuos e os singulares. Os nós contínuos apresentam desvio de forças em comprimentos razoáveis, o que os torna nós não críticos, desde que a armadura esteja adequadamente ancorada. Os nós singulares são aqueles em que ocorre um desvio de força localizado, devido à aplicação de forças concentradas; esses nós são críticos e, deve-se verificar se apresentam tensões concentradas aplicadas à superfície do elemento estrutural.

O Código Modelo CEB-FIP (2010) apresenta quatro exemplos típicos de regiões nodais: nós somente com forças de compressão (nós que recebem bielas); nós com ancoragem somente de barras paralelas (ancoram um tirante); nós com barras dobradas (ancoram tirantes em mais de uma direção) e nós com tirantes em direções ortogonais. Marek (2010) apresentou um resumo dos parâmetros de resistência das regiões nodais adotados pelos principais códigos normativos e autores, conforme ilustrado na Tabela 1.

Tabela 1 – Recomendações para a resistência das regiões nodais

Recomendação	Nós que recebem apenas bielas, ou sob apoios ou pontos de aplicação de forças	Nós que ancoram apenas um tirante	Nós que ancoram tirantes em mais de uma direção	Nós sob compressão triaxial
Schalich e Schafer (1991)	$1,1 \cdot f_{cd}$	$0,8 \cdot f_{cd}$	$0,8 \cdot f_{cd}$	$1,1 \cdot f_{cd}$
CEB-FIP (1990)	$0,85 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot (1 - \frac{f_{ck}}{250}) \cdot f_{cd}$	-
ACI 318 (2008)	$0,85 \cdot f'_c$	$0,68 \cdot f'_c$	$0,51 \cdot f'_c$	-
EHE (2008)	f_{cd}	$0,70 \cdot f_{cd}$	$0,70 \cdot f_{cd}$	$3,30 \cdot f_{cd}$

Fonte: Adaptado de Marek Filho, C. A. (2010)

O método baseado no trabalho de Blérot e Frémy (1967) falha quanto à definição e delimitação das regiões nodais, além de não apresentar dimensões das bielas e tirantes. Apesar da convergência de ideias de pesquisadores em relação à necessidade de adaptação do método de Blérot e Frémy (1967), este ainda é o principal modelo utilizado em projetos de blocos sobre estacas.

2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Esse tópico foi feito com intuito de descrever as recomendações dadas por normas nacionais e internacionais acerca de blocos sobre estacas. O propósito é expor de maneira simplificada o que as normas apresentam e mostrar a importância de estudos mais aprofundados que envolvam solução para maioria das situações que podem ocorrer na prática.

Atualmente, as principais normas de blocos sobre estacas apresentam dois métodos de dimensionamento: Método da Flexão e Modelo de Bielas e Tirantes, havendo preferência para aplicação do primeiro em blocos flexíveis e o segundo nos blocos rígidos. Quanto às

recomendações normativas, serão utilizados como referência os procedimentos indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318:2014, boletim 73 CEB-FIP (1970) e EHE (2008). Salienta-se que a maioria das normas não apresentam modelos orientados nem roteiros para o dimensionamento, com exceção da EHE (2008), que apresenta modelos para os casos mais frequentes e sugere considerações para casos particulares.

A recomendação da EHE (2008) é que se utilize para cada caso de blocos sobre estacas, um modelo diferente de Bielas e Tirantes. Para o cálculo dos modelos mais frequentes, a norma sugere o protótipo e as equações para dimensionamento das armaduras principais e secundárias, além da verificação da resistência do concreto em nós. Geralmente, não é necessário verificar os nós em estacas moldadas in loco, como também nos casos em que pilares e estacas têm resistência característica do concreto igual ao do bloco.

Ainda segundo a norma espanhola EHE (2008), os blocos são considerados rígidos quando a distância da face do pilar até o eixo da estaca for menor do que a altura do bloco multiplicado por dois. Para os blocos sobre estacas considerados flexíveis, a EHE (2008) recomenda o cálculo de momento fletor em seção crítica e os critérios adotados neste caso são semelhantes ao Método do CEB-FIP (2010).

Além de ter função de suporte para estribos, a armadura longitudinal superior apresenta importante aplicação no caso de excentricidades acidentais não consideradas no projeto. Autores como Montoya et al. (2000), a norma espanhola EHE (2008) e o Boletim nº 73 do CEB-FIP (1970) sugerem que esta armadura deve ser, no mínimo, 10% da armadura principal do tirante, um valor muitas vezes menor do que a armadura mínima. A NBR 6118 (ABNT, 2014) não especifica como devem ser dimensionadas as armaduras complementares nos blocos sobre estacas. Além disso, o CEB-FIP (1970) recomenda que, nas faces laterais, exista uma armadura em malha, definida por estribos nas duas direções envolvendo as barras longitudinais superiores e inferiores.

A diferença entre os critérios adotados por Montoya (2000) e Blérot e Frémy (1967) está na adoção da altura da treliça, já que Montoya adota 85% da altura do bloco e Blérot e Frémy consideram a altura d (Figura 13). Definida a altura da treliça, pode-se posicionar a força que equilibra o tirante, de maneira estimada para todos os modelos.

Fusco (1995) também admite um valor semelhante, a altura da treliça equivale a aproximadamente 80% da altura total do bloco. Cita que, nos blocos que suportam pilares sujeitos à compressão centrada, todas as barras da armadura longitudinal do pilar estão submetidas ao mesmo nível de tensões e sua ancoragem se dá essencialmente na região superior do bloco, sob a ação da compressão transversal das bielas diagonais. Sabe-se que a taxa de armadura e a seção transversal dos pilares influenciam na altura da treliça, pois a transferência de esforços também depende dessas variáveis.

Além disto, Fusco (1995) indica para execução de obras que a armadura do pilar esteja até o fundo do bloco, para garantir a posição dos arranques durante a concretagem. O autor recomenda que todas as barras das armaduras dos blocos devem ter ganchos ou dobras de extremidade para garantir a ancoragem perfeita. A armadura do tirante deve situar-se efetivamente além da posição da estaca.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) cita que na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, permitindo-se a adoção de um Modelo de Bielas e Tirantes para a determinação das armaduras. Sempre que houver esforços horizontais significativos ou forte assimetria, o modelo deve contemplar a interação solo-estrutura.

Considera-se, para detalhamento de blocos rígidos, que a armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014). Além disso, as barras devem estender-se de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades, garantindo a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas sobre as estacas.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta as armaduras necessárias para dimensionamento dos blocos sobre estacas. A armadura de distribuição é colocada para controle da fissuração, sendo prevista armadura positiva adicional em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20% dos esforços totais, independente da armadura principal de flexão. Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25% dos

esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

A norma especifica que o bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Em blocos com duas ou mais estacas em linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superiores. Em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares. Para blocos flexíveis, devem ser atendidos também os requisitos relativos às lajes e punção, conforme seções 19 e 20 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Ainda segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o Modelo de Bielas e Tirantes sugere que seja realizada a análise da segurança no Estado-Limite Último de um elemento estrutural, ou de uma região D contida neste elemento, através de uma treliça idealizada, composta por bielas, tirantes e nós. Nesta treliça, as bielas representam a resultante das tensões de compressão em uma região, os tirantes representam uma armadura ou um conjunto de armaduras concentradas em um único eixo e os nós ligam as bielas e tirantes e recebem as cargas concentradas aplicadas ao modelo. Em torno dos nós, existirá um volume designado como zona nodal, onde será verificada a resistência necessária para a transmissão dos esforços entre as bielas e os tirantes.

As bielas deverão ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural. As verificações das bielas, tirantes e nós são efetuadas a partir das forças obtidas na análise da treliça isostática sob a ação do sistema autoequilibrado de forças ativas e reativas na treliça conforme cita a NBR 6118 (ABNT, 2014). Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas, de acordo com a seção 9 da referida norma.

Dessa forma, a NBR 6118 (ABNT, 2014), especifica que para a verificação de tensões de compressão máximas nas bielas e regiões nodais são apresentadas nas Equações de 9 a 12. A área de aço dos tirantes é dada pela Equação 13.

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \quad (9)$$

$$f_{cd2} = 0,85 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \quad (10)$$

$$f_{cd3} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (11)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (12)$$

Nas quais,

α_{v2} é um coeficiente para minoração das tensões resistentes do concreto;

f_{ck} é a resistência característica do concreto em MPa;

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

f_{cd1} tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo método de bielas e tirantes, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de compressão;

f_{cd2} tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelos métodos de bielas e tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados;

f_{cd3} tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelos métodos de bielas e tirantes, em nós onde conflui um tirante tracionado.

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (13)$$

Nas quais,

A_s é a área de aço necessária dos tirantes; F_{sd} é o valor de cálculo da força de tração determinada no tirante e f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento das barras de aço da armadura do tirante.

Observou-se que a norma brasileira não traz especificações para a verificação de tensões nas bielas comprimidas caso seja utilizado o Modelo de Bielas e Tirantes, por isso, a necessidade de estudo e aprofundamento nesse tema fundamental para o dimensionamento de blocos sobre estacas.

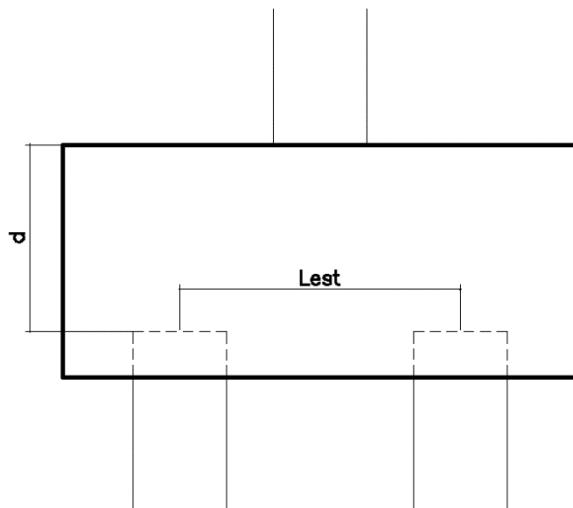
O código americano ACI 318:2014 recomenda utilizar a Teoria de Flexão para o dimensionamento de blocos sobre estacas, quando estes apresentarem distância entre estacas (L_{est}) superior a duas vezes à altura do bloco (h), conforme Figura 13, caso contrário propõe a utilização do Método de Bielas e Tirantes. O dimensionamento segundo

a Teoria de Flexão é feito por meio da verificação do equilíbrio em determinadas seções típicas, dessa forma, calcula-se um momento fletor em uma seção na face do pilar, considerando todas as forças que atuam em um dos lados da seção de referência.

A verificação quanto ao cisalhamento é feita em uma seção crítica perpendicular ao bloco e que dista d da face do pilar, no caso de blocos cujas forças cortantes são predominantes em uma direção. Nos blocos em que as forças cortantes solicitam as duas direções, o cisalhamento também é verificado em um perímetro crítico que dista $d/2$ do perímetro do pilar. A Figura 13 ilustra o bloco sobre estacas com as variáveis adotadas para melhor entendimento do que foi exposto.

Quando se utiliza o Método de Bielas e Tirantes, a norma americana ACI 318: 2014 apresenta um roteiro de dimensionamento, resultante do cálculo das forças externas à região D e cálculo das bielas e das zonas nodais. Além disso, deve-se avaliar a armadura dos tirantes, considerando a resistência do aço e a ancoragem no interior do bloco.

Figura 13 – Variáveis para determinação do comportamento do bloco conforme ACI 318:2014



Fonte: Autor (2019)

Diante do que foi exposto, observou-se que, de modo geral, não há um consenso sobre o dimensionamento dos blocos e nem sobre a conduta a ser seguida quando o bloco está submetido a diferentes situações, como variação da seção dos pilares ou das estacas e em caso de excentricidades. Assim, constata-se a importância de se pesquisar os parâmetros

que mais influenciam no comportamento estrutural dos blocos e propor uma rotina de dimensionamento para os principais casos existentes.

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO E PROJETO DOS MODELOS

3.1 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DOS MODELOS

Neste capítulo, são apresentados os critérios de dimensionamento e detalhamento adotados nos modelos desenvolvidos para se realizar a análise numérica e também as propriedades geométricas dos elementos. Para o dimensionamento dos modelos, utilizou-se o método de Blevót e Frémy (1967) e as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014).

O propósito de se estudar os modelos antepostos advém de estudos já mencionados, que expõem diferenças no comportamento estrutural de blocos com variações nos seguintes parâmetros: seções dos pilares, retangulares ou quadradas; variação da taxa de armadura dos pilares e altura dos blocos, o que influencia na inclinação das bielas. De acordo com Fusco (1995), quando há diferentes taxas de armadura nos pilares, a força é transmitida para o bloco em alturas diferentes, o que pode modificar a altura da treliça.

Para determinação das dimensões dos elementos estruturais a serem analisados, considerou-se o critério da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), em que a inclinação das bielas deve estar entre os valores cujas tangentes correspondem a 0,57 e 2, o que equivale a aproximadamente 30° e 63° . A distância entre as estacas foi mantida no valor de 60,0 cm, variando-se as alturas dos blocos. Para determinação das alturas dos blocos, assumiram-se os dois valores extremos citados das tangentes e um valor intermediário, resultando nos valores de 28, 50 e 70 cm para alturas totais dos blocos sobre estacas.

Considerando-se a variação da taxa de armadura dos pilares como um fator de análise, adotaram-se os valores de 1% e 4% como extremos e um intermediário de 2,5%. As estacas não têm alterações, sendo quadradas de seção 20 x 20 cm. O foco do estudo é,

fundamentalmente, na ligação bloco-pilar e análise do elemento estrutural bloco, posto isto, adotou-se uma menor resistência característica do concreto para o bloco, tornando-o mais suscetível às variações dos parâmetros empregados. Da mesma maneira, não foram adotados coeficientes de segurança para blocos e pilares, visto que foram elementos de ênfase desta pesquisa e também por ser um estudo teórico.

Considerou-se a resistência característica do concreto de 20 MPa para blocos e de 50 MPa para pilares e estacas. Para o aço foi adotado CA50, ou seja, resistência de escoamento característica de 500 MPa. Além disso, foram aplicados cobrimentos de 3,0 cm para pilares, estacas e blocos, a fim de viabilizar a discretização dos elementos no software, já que a malha adotada também foi de 3,0 cm. Todavia, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta outros valores de cobrimentos, conforme a classe de agressividade do ambiente e se o material está em contato com solo ou não.

Os modelos adotados para estudo foram pilares com seções 20 x 20, 20 x 40 e 20 x 60, alturas úteis dos blocos de 18 cm, 40 cm e 60 cm e taxas de armadura dos pilares de 1%, 2,5% e 4%, totalizando 27 modelos para análise numérica. Ressalta-se um embutimento de 10 cm das estacas nos blocos. Adotou-se uma nomenclatura para representação dos blocos, onde cada bloco corresponde a um número, seguido da altura total do bloco, da dimensão variável do pilar e, por fim, da taxa de armadura. Dessa forma, segue um exemplo da terminologia, em que o modelo BL1H28P20T1 descreve o bloco 1, com altura total de 28 cm, 20 cm a dimensão variável do pilar e 1% de taxa de armadura. Na Tabela 2 apresentam-se todos os modelos utilizados para análise.

Tabela 2 – Propriedades geométricas dos modelos

Modelo	Dimensões Pilar (cm)		d (cm)	h (cm)	Taxa ρ (%)	Ângulo das bielas (°)
	a_p	b_p				
BL1H28P20T1					1	
BL2H28P20T2,5			18	28	2,5	31,0
BL3H28P20T4					4	
BL4H50P20T1					1	
BL5H50P20T2,5	20	20	40	50	2,5	53,1
BL6H50P20T4					4	
BL7H70P20T1					1	
BL8H70P20T2,5			60	70	2,5	63,4
BL9H70P20T4					4	
BL10H28P40T1					1	
BL11H28P40T2,5			18	28	2,5	31,0
BL12H28P40T4					4	
BL13H50P40T1					1	
BL14H50P40T2,5	20	40	40	50	2,5	53,1
BL15H50P40T4					4	
BL16H70P40T1					1	
BL17H70P40T2,5			60	70	2,5	63,4
BL18H70P40T4					4	
BL19H28P60T1					1	
BL20H28P60T2,5			18	28	2,5	31,0
BL21H28P60T4					4	
BL22H50P60T1					1	
BL23H50P60T2,5	20	60	40	50	2,5	53,1
BL24H50P60T4					4	
BL25H70P60T1					1	
BL26H70P60T2,5			60	70	2,5	63,4
BL27H70P60T4					4	

Fonte: Autor (2019)

3.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Pela NBR 6118 (ABNT, 2014) a armadura longitudinal máxima dos pilares deve ser de 8% da área de concreto, considerando-se a sobreposição da armadura em regiões de emenda. Seguindo as recomendações da norma para cálculo dos modelos, a taxa de armadura máxima dos pilares adotada foi de 4%. Admitiu-se para a taxa de armadura mínima o valor

de 1%, o qual é comumente empregado na prática, levando-se em consideração a área de concreto e a bitola mínima de 10 mm. O valor de 2,5% é intermediário aos dois valores adotados previamente, sendo este considerado como valor médio para cálculo da taxa de armadura dos pilares.

Assim, no dimensionamento da armadura longitudinal dos pilares foram utilizadas as taxas de armadura mencionadas anteriormente e calculadas conforme mostrado na Equação 14. Na Tabela 3 ilustram-se as seções transversais e taxas de armadura adotadas com as correspondentes áreas de aço calculada e efetiva.

$$A_{s,calc} = \rho \cdot A_c \quad (14)$$

Nas quais,

$A_{s,calc}$ é a área de aço calculada, ρ é a taxa de armadura do pilar e A_c é a área de concreto do pilar.

Na distribuição transversal de barras e comprimento de ancoragem das armaduras dos pilares, foram utilizadas as recomendações de espaçamento mínimo da NBR 6118 (ABNT, 2014), segundo Equações 15 e 16 a seguir.

$$e \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1,2 \cdot \phi_{máx,agreg} \end{cases} \quad (15)$$

Nas quais,

e é o espaçamento mínimo para a disposição da armadura longitudinal; ϕ é o diâmetro da armadura e $\phi_{máx,agreg}$ é o diâmetro máximo do agregado gráudo.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (16)$$

Nas quais,

$l_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário; l_b é o comprimento básico de ancoragem; $A_{s,calc}$ é a área de aço calculada; $A_{s,ef}$ é a área de aço efetiva; $l_{b,mín}$ é o comprimento de

ancoragem mínimo e α é igual a 1 para barras sem gancho; 0,7 para barras tracionadas com gancho, com comprimento no plano normal ao gancho maior ou igual a 3 vezes o seu diâmetro; 0,7 quando houver barras transversais soldadas; 0,5 quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao gancho maior ou igual a 3 vezes o seu diâmetro.

Tabela 3 – Propriedades geométricas dos pilares

Modelo	Dimensões Pilar (cm)		h (cm)	Taxa ρ (%)	As (calc.) (cm ²)	Quantidade de barras	Bitola (mm)	As (ef) (cm ²)
	a_p	b_p						
BL1H28P20T1				1	4	4		4,91
BL2H28P20T2,5			28	2,5	10	8		9,82
BL3H28P20T4				4	16	16		19,63
BL4H50P20T1				1	4	4		4,91
BL5H50P20T2,5	20	20	50	2,5	10	8	12,5	9,82
BL6H50P20T4				4	16	16		
BL7H70P20T1				1	4	4		4,91
BL8H70P20T2,5			70	2,5	10	8		9,82
BL9H70P20T4				4	16	16		19,63
BL10H28P40T1				1	8	8		9,82
BL11H28P40T2,5			28	2,5	20	16		19,63
BL12H28P40T4				4	32	26		31,91
BL13H50P40T1				1	8	8		9,82
BL14H50P40T2,5	20	40	50	2,5	20	16	12,5	19,63
BL15H50P40T4				4	32	26		
BL16H70P40T1				1	8	8		9,82
BL17H70P40T2,5			70	2,5	20	16		19,63
BL18H70P40T4				4	32	26		31,91
BL19H28P60T1				1	12	10		12,27
BL20H28P60T2,5			28	2,5	30	24		29,45
BL21H28P60T4				4	48	40		49,09
BL22H50P60T1				1	12	10		12,27
BL23H50P60T2,5	20	60	50	2,5	30	24	12,5	29,45
BL24H50P60T4				4	48	40		
BL25H70P60T1				1	12	10		12,27
BL26H70P60T2,5			70	2,5	30	24		29,45
BL27H70P60T4				4	48	40		49,09

Fonte: Autor (2019)

O comprimento básico de ancoragem (l_b) é calculado segundo Equação 17 e o comprimento mínimo de ancoragem ($l_{b,\min}$) é o maior valor entre $0,3l_b$ e 100 mm. O valor de f_{bd} foi calculado conforme Equação 18 e a resistência de cálculo do concreto à tração (f_{ctd}) necessária para cálculo do f_{bd} foi calculada de acordo com a Equação 19.

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \leq 25 \cdot \phi \quad (17)$$

Nas quais,

l_b é o comprimento básico de ancoragem; f_{yd} é a resistência de cálculo de escoamento do aço e f_{bd} é a resistência de cálculo de aderência na ancoragem de armaduras passivas.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (18)$$

Nas quais,

η_1 é igual a 1 para barras lisas, 1,4 para barras entalhadas e 2,25 para barras nervuradas; η_2 é igual a 1 para situações de boa aderência e 0,7 para situações de má aderência e η_3 é igual a 1 para barras com diâmetro menor que 32 mm.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} \quad (19)$$

Nas quais,

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto à tração; γ_c é o coeficiente de ponderação aplicado ao concreto; $f_{ctk,inf}$ é a resistência característica inferior à tração do concreto e f_{ck} é a resistência característica do concreto.

O coeficiente γ_c não foi utilizado no dimensionamento, como citado anteriormente em relação a não utilização dos coeficientes de ponderação. De acordo com as alturas definidas para os blocos, existem comprimentos de ancoragem que não foram atendidos. Contudo, como foi considerada a mesma bitola para armadura longitudinal dos pilares, hipoteticamente o comprimento de ancoragem básico foi o mesmo para todos os modelos. Mostram-se na Tabela 4 os valores necessários para o cálculo do comprimento de ancoragem necessário.

Tabela 4 - Valores para cálculo do comprimento de ancoragem

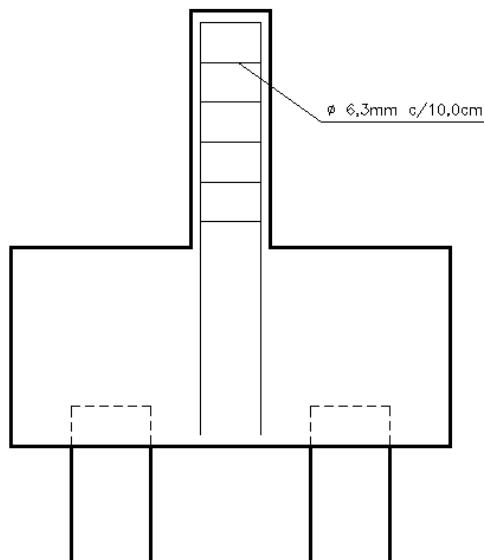
f_{bd} (MPa)	3,48
f_{ctd} (MPa)	1,55
$l_{b,min}$ (cm)	13,46
l_b (cm)	44,88

Fonte: Autor (2019)

Em pilares submetidos à compressão centrada, espera-se que todas as barras da armadura longitudinal estejam submetidas às mesmas tensões. Logo, a ancoragem dos pilares nos blocos é importante na região superior do bloco, onde as bielas estão sujeitas à compressão transversal das diagonais. Contudo, é recomendável que o bloco tenha altura suficiente para alojar pelo menos 60% do comprimento básico de ancoragem reta, conforme cita Fusco (1995).

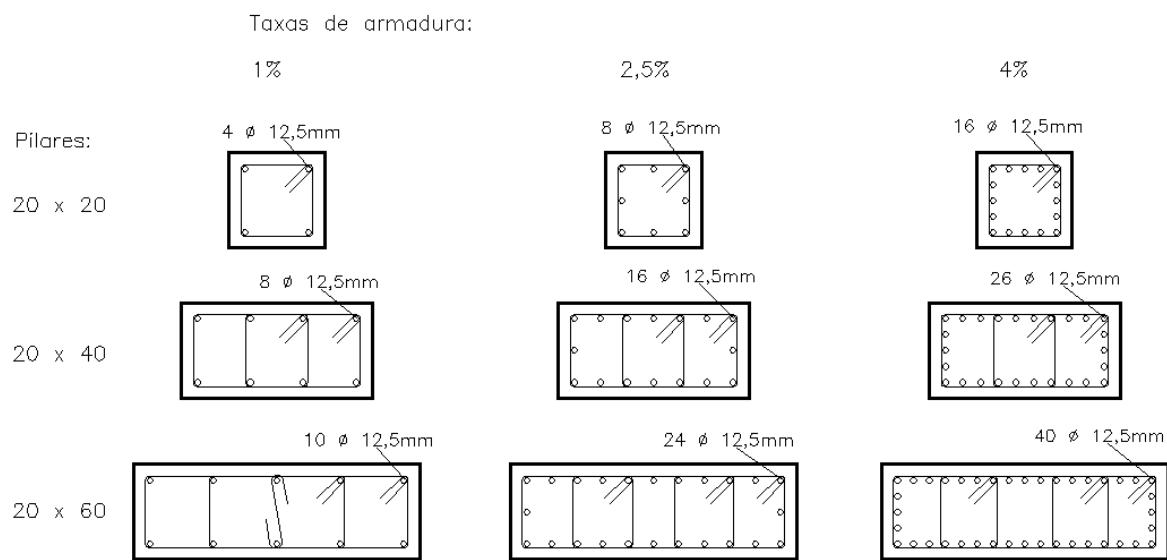
O comprimento de ancoragem necessário para atender as exigências da norma nacional não é suficiente para todos os modelos definidos devido às alturas dos blocos. Assim, utilizou-se o máximo espaço disponível para alojar a armadura longitudinal do pilar no bloco. Foi adotada para armadura transversal dos pilares, estribos de aço CA-50 com diâmetro de 6,3 mm espaçados a cada 10 cm, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). Na Figura 14 ilustra-se o detalhamento da distribuição dos estribos nos pilares e na Figura 15 o arranjo das armaduras dos mesmos.

Figura 14 – Detalhamento da armadura transversal de distribuição dos pilares



Fonte: Autor (2019)

Figura 15 – Distribuição das armaduras longitudinais e estribos dos pilares



Fonte: Autor (2019)

Como mencionado anteriormente, o elemento estrutural bloco sobre estacas é o foco deste estudo. Sendo assim, para facilitar na discretização e processamento dos modelos no programa computacional, foi utilizada uma altura reduzida para os pilares e estacas, entretanto, para que os resultados estejam próximos aos reais, foi adotada uma altura mínima para esses elementos.

De acordo com o Princípio de Saint-Venant, para que haja regularização das tensões, a região de aplicação dos esforços deve ser da mesma ordem de grandeza da altura da seção transversal do elemento carregado. Portanto, com a finalidade de se criar um modelo de blocos sobre estacas adequado à prática, optou-se por estabelecer uma altura de 60 cm para os pilares.

3.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

O princípio de Saint-Venant também foi aplicado às estacas, sendo assim, foi adotada uma altura de 60 cm, pois esta foi a maior altura útil definida para os blocos, o que atende a situação mais crítica. Somado a altura das estacas, foi considerado um embutimento de 10 cm dentro dos blocos. Ademais, consideraram-se seções quadradas com dimensões de 20 x 20 cm para todos os modelos.

Definiu-se a resistência característica do concreto à compressão igual a 50 MPa e a resistência característica de escoamento das barras de aço igual a 500 MPa. Além disso, nesse caso, foram considerados coeficientes de minoração dos materiais γ_c (concreto) e γ_s (aço) conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), garantindo a segurança desses elementos que não foram considerados pertinentes para o estudo. O uso dos coeficientes de segurança foi pertinente, dando mais segurança para as estacas, elemento que não foi foco para os resultados da pesquisa.

As estacas foram dimensionadas para cargas verticais de compressão centradas conforme Equação 20, entretanto os valores obtidos pela equação foram menores que o mínimo explicitado na NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$F_{teo,e} = 0,85 \cdot A_e \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (20)$$

Nas quais,

$F_{teo,e}$ é a força teórica nas estacas; A_e é a área das estacas, f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão; f_{yd} é a resistência de cálculo de escoamento do aço e A_s é a área de aço das estacas.

Considerando que as estacas foram dimensionadas de maneira semelhante aos pilares, a seção 17.3.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) exibe os valores mínimos para armadura longitudinal, segundo Equação 21. Na Tabela 5 mostram-se os valores utilizados no dimensionamento das mesmas.

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{F_{d,est}}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (21)$$

Nas quais,

$A_{s,\min}$ é a área de aço mínima da armadura longitudinal; $F_{d,est}$ é a força atuante nas estacas; f_{yd} é a resistência de cálculo de escoamento e A_c é a área de concreto das estacas.

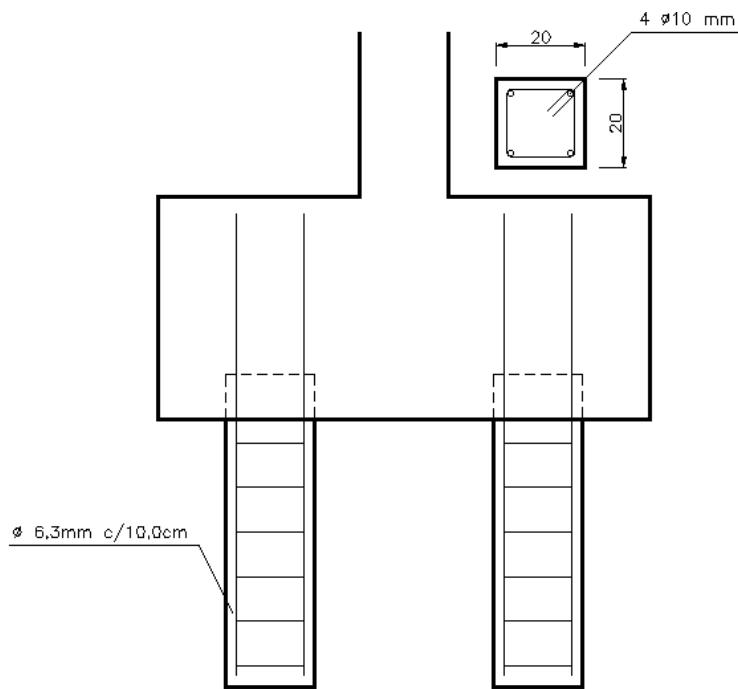
Tabela 5 – Dimensionamento das estacas

F_{k,est} (kN)	F_{d,est} (kN)	f_{cd} (MPa)	A_{s,min} (cm²) pela ABNT NBR 6118	A_{s,adotada} (cm²)	Nº barras	Bitola (mm)	A_{s,ef} (cm²)
148,24	207,53		0,72	1,60	4,00	10,00	3,14
358,40	501,76		1,73	1,73	4,00	10,00	3,14
448,00	627,20		2,16	2,16	4,00	10,00	3,14
211,76	296,47	35,71	1,02	1,60	4,00	10,00	3,14
512,00	716,80		2,47	2,47	4,00	10,00	3,14
640,00	896,00		3,09	3,09	4,00	10,00	3,14

Fonte: Autor (2019)

A armadura longitudinal calculada corresponde a quatro barras de 10,0 mm e para armadura transversal, adotaram-se estribos com bitolas de 6,3 mm espaçados a cada dez centímetros, sendo que, esse arranjo atende as exigências prescritas na NBR 6118 (ABNT, 2014). Na Figura 16 ilustra-se o detalhamento das estacas. Ressalta-se que, o uso de estacas quadradas é conveniente para facilitar na discretização dos elementos no programa computacional utilizado.

Figura 16 – Detalhamento das estacas



Fonte: Autor (2019)

3.4 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

Para determinação das dimensões dos blocos, admitiu-se distância entre estacas conforme Equação 21 e distância do eixo da estaca até a face do bloco segundo Equação 22. Na Figura 16 indicam-se essas variáveis. Assim, os blocos possuem dimensões de 50 x 110 cm em todos os modelos.

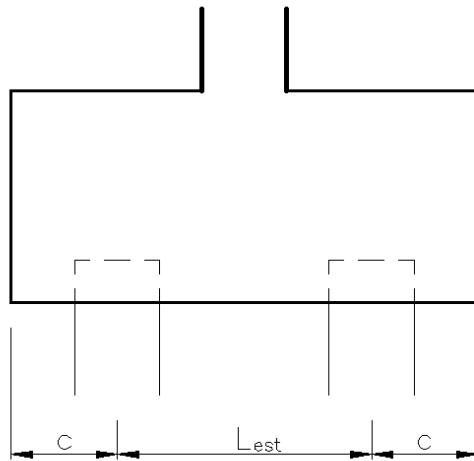
$$L_{est} = 3 \cdot \phi_{est} \quad (21)$$

$$c = 15 + \frac{\phi_{est}}{2} \quad (22)$$

Nas quais,

L_{est} é a distância entre as estacas; ϕ_{est} é o diâmetro da estaca e c é a distância da estaca à face do bloco.

Figura 17 – Dimensões dos blocos sobre duas estacas



Fonte: Autor (2019)

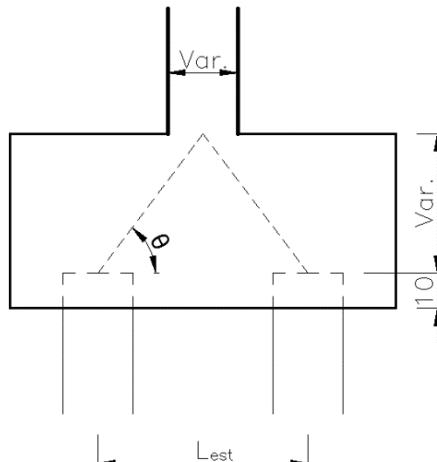
Analisou-se o comportamento de blocos rígidos utilizando-se os limites inferior, médio e superior do ângulo de inclinação da biela de compressão, segundo as exigências da NBR 6118 (ABNT, 2014). Assim, conforme Equação 23, os ângulos das bielas foram 31°, 53,1° e 63,4°, que correspondem as alturas dos blocos de 28, 50 e 70 cm. Na Figura 18 ilustram-se as variáveis utilizadas no dimensionamento.

$$\theta = \arctg \left(\frac{d}{\frac{L_{est}}{2}} \right) \quad (23)$$

Nas quais,

θ é o ângulo de inclinação das bielas; d é a altura útil dos blocos e L_{est} é a distância entre as estacas.

Figura 18 – Inclinação das bielas de compressão



Fonte: Autor (2019)

Com as dimensões dos blocos já definidas, determinou-se a capacidade portante de cada bloco, ou seja, a intensidade da força que foi utilizada para o dimensionamento da armadura do tirante. A força foi calculada com base nos estudos de Blérot e Frémy (1967) conforme Equações 24 e 25. Os modelos foram estabelecidos para estudo numérico, portanto, a força última foi o menor valor entre a força teórica do pilar e da estaca. Na Tabela 6 evidenciam-se os valores encontrados para cada modelo.

$$\sigma_{zn,s} = \frac{F_{teo,p}}{A_p \cdot (\sin \theta)^2} = 1,4 \cdot f_{ck} \quad (24)$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{F_{teo,e}}{2 \cdot A_e \cdot (\sin \theta)^2} = f_{ck} \quad (25)$$

Nas quais,

A_p é a área da seção transversal do pilar; A_e é a área da seção transversal da estaca; $F_{teo,e}$ é a força teórica na estaca; $F_{teo,p}$ é a força teórica de compressão aplicada no pilar; $\sigma_{zn,s}$ é a tensão na zona nodal superior; $\sigma_{zn,i}$ é a tensão na zona nodal inferior; θ é o ângulo de inclinação das bielas e f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto.

Tabela 6 – Forças teóricas obtidas para cada modelo

Modelo	Dimensões Pilar (cm)		h (cm)	Taxa ρ (%)	$\hat{\text{Ângulo das bielas}} ({}^\circ)$	F _{teo,p} (kN)	F _{teo,inf} (kN)	F _{teo,u} (kN)
	a _p	b _p						
BL1H28P20T1				1				
BL2H28P20T2,5	20	20	28	2,5	31,0	296,47	423,53	296,47
BL3H28P20T4				4				
BL4H50P20T1				1				
BL5H50P20T2,5	20	20	50	2,5	53,1	716,80	1024,00	716,80
BL6H50P20T4				4				
BL7H70P20T1				1				
BL8H70P20T2,5	20	20	70	2,5	63,4	896,00	1280,00	896,00
BL9H70P20T4				4				
BL10H28P40T1				1				
BL11H28P40T2,5	20	40	28	2,5	31,0	592,94	423,53	423,53
BL12H28P40T4				4				
BL13H50P40T1				1				
BL14H50P40T2,5	20	40	50	2,5	53,1	1433,60	1024,00	1024,00
BL15H50P40T4				4				
BL16H70P40T1				1				
BL17H70P40T2,5	20	40	70	2,5	63,4	1792,00	1280,00	1280,00
BL18H70P40T4				4				
BL19H28P60T1				1				
BL20H28P60T2,5	20	60	28	2,5	31,0	889,41	423,53	423,53
BL21H28P60T4				4				
BL22H50P60T1				1				
BL23H50P60T2,5	20	60	50	2,5	53,1	2150,40	1024,00	1024,00
BL24H50P60T4				4				
BL25H70P60T1				1				
BL26H70P60T2,5	20	60	70	2,5	63,4	2688,00	1280,00	1280,00
BL27H70P60T4				4				

Fonte: Autor (2019)

Com a força teórica determinada, definiu-se a reação da estaca e a reação do tirante, segundo Equações 26 e 27. Na Tabela 7 mostram-se os valores encontrados e as armaduras do tirante para cada modelo.

$$R_{est} = \frac{F_{teo,u}}{2} \quad (26)$$

$$R_{st} = \frac{R_{est}}{\tan \theta} \quad (27)$$

Nas quais,

R_{est} é a reação da estaca; $F_{teo,u}$ é a força última atuante no bloco; R_{st} é a reação do tirante e Θ é o ângulo de inclinação das bielas.

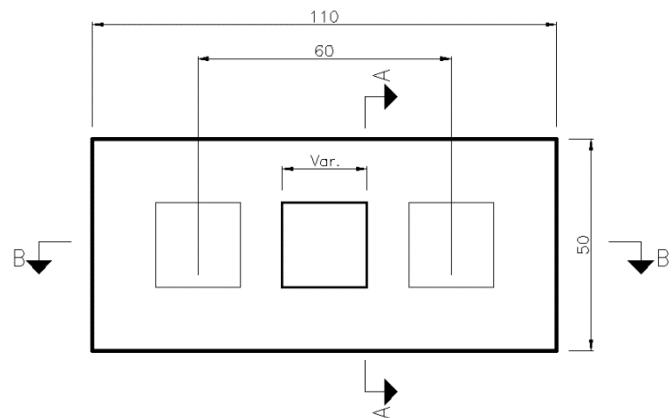
Tabela 7 – Determinação da área de aço do tirante

Modelo	R _{est} (kN)	R _{st} (kN)	A _{st} (cm ²)	Nº barras	Bitola (mm)	A _{st,ef} (cm ²)
BL1H28P20T1						
BL2H28P20T2,5	148,24	247,06	4,94	4,00	12,50	4,91
BL3H28P20T4						
BL4H50P20T1						
BL5H50P20T2,5	358,40	268,80	5,38	4,00	12,50	4,91
BL6H50P20T4						
BL7H70P20T1						
BL8H70P20T2,5	448,00	224,00	4,48	4,00	12,50	4,91
BL9H70P20T4						
BL10H28P40T1						
BL11H28P40T2,5	211,76	352,94	7,06	4,00	16,00	8,04
BL12H28P40T4						
BL13H50P40T1						
BL14H50P40T2,5	512,00	384,00	7,68	4,00	16,00	8,04
BL15H50P40T4						
BL16H70P40T1						
BL17H70P40T2,5	640,00	320,00	6,40	4,00	16,00	8,04
BL18H70P40T4						
BL19H28P60T1						
BL20H28P60T2,5	211,76	352,94	7,06	4,00	16,00	8,04
BL21H28P60T4						
BL22H50P60T1						
BL23H50P60T2,5	512,00	384,00	7,68	4,00	16,00	8,04
BL24H50P60T4						
BL25H70P60T1						
BL26H70P60T2,5	640,00	320,00	6,40	4,00	16,00	8,04
BL27H70P60T4						

Fonte: Autor (2019)

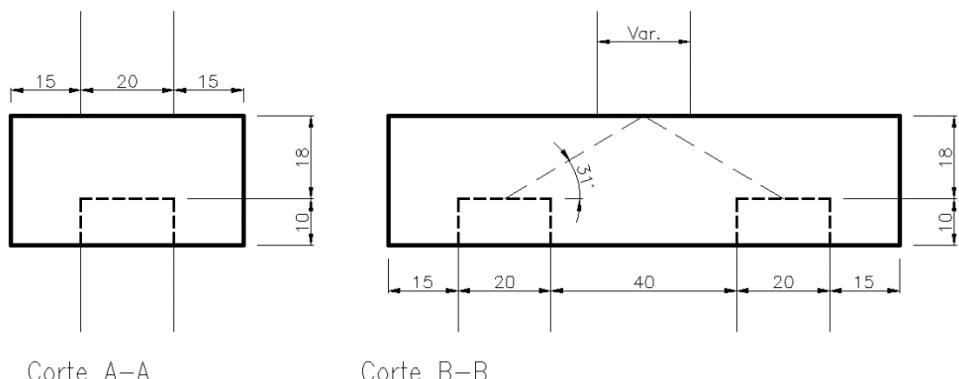
Nas Figura 19, Figura 20, Figura 21 e Figura 22 mostram-se as variações dos modelos quanto aos blocos, onde se optou por manter a distância entre as estacas e alterar a altura do bloco, modificando-se consequentemente, a inclinação das bielas. Na Figura 23 ilustra-se o detalhamento da armadura do tirante dos blocos.

Figura 19 – Planta baixa dos blocos



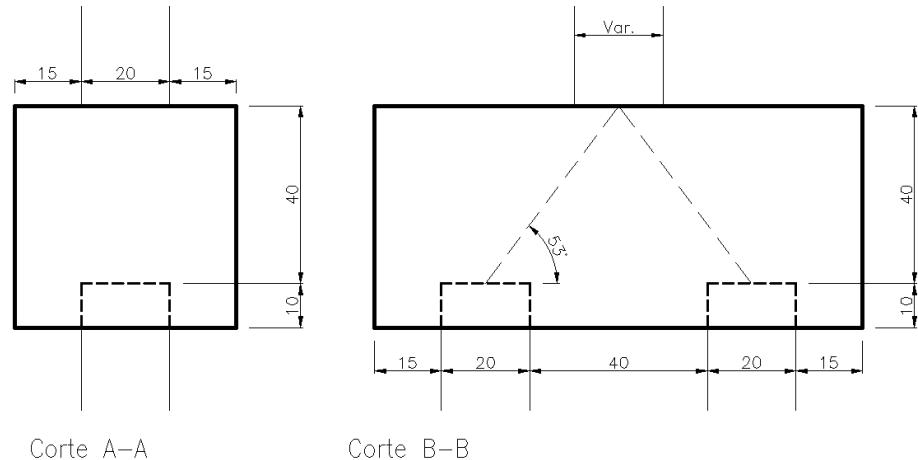
Fonte: Autor (2019)

Figura 20 – Modelo de bloco com altura de 28,0 cm



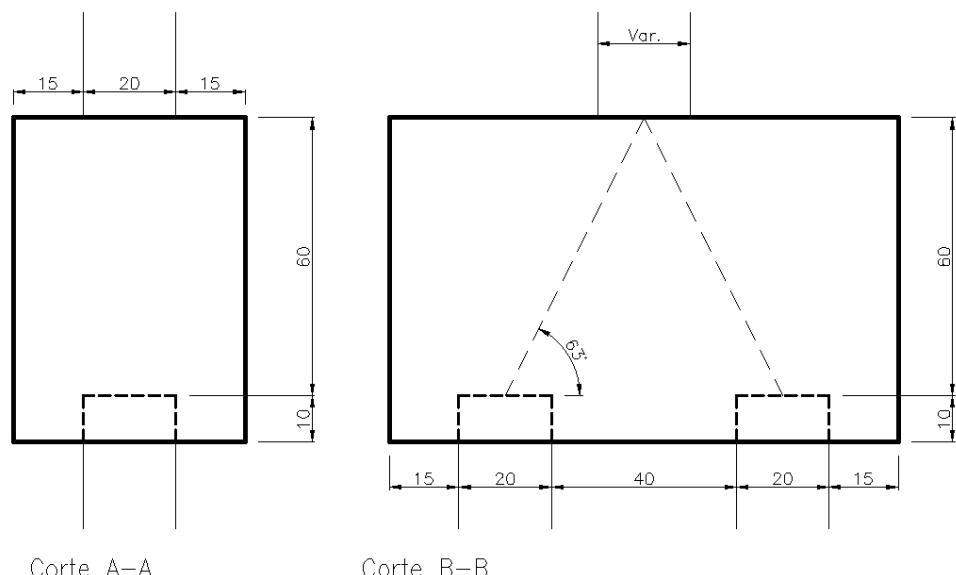
Fonte: Autor (2019)

Figura 21 – Modelo de bloco com altura de 50,0 cm



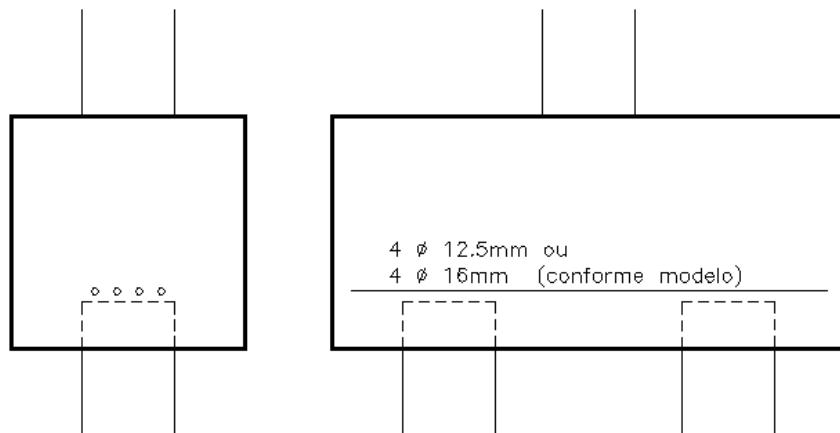
Fonte: Autor (2019)

Figura 22 – Modelo de bloco com altura de 70,0 cm



Fonte: Autor (2019)

Figura 23 – Detalhamento da armadura do tirante



Fonte: Autor (2019)

Após a definição dos modelos, pode-se desenvolver a análise numérica para processamento dos blocos sobre estacas no programa computacional ANSYS e por fim, analisar os resultados.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo objetiva apresentar o desenvolvimento de uma metodologia numérica, realizada com modelos de blocos sobre estacas, através da ferramenta computacional ANSYS (versão 2018), software de simulação de engenharia baseado no Método dos Elementos Finitos – MEF. O MEF é empregado em uma série de análises, tanto no ramo da engenharia como em outras áreas.

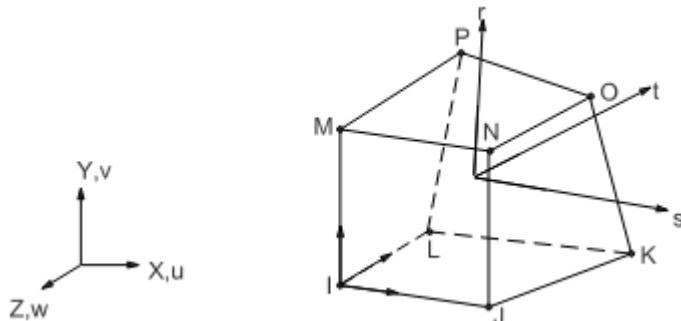
O método propõe a divisão da geometria em pequenas partes, de forma a manter os elementos conectados entre si por nós. A precisão do MEF depende da quantidade de nós e de elementos, como também do tamanho e dos tipos de elementos da malha. Assim, em geral, quanto mais refinada for a malha, maior a precisão dos resultados da análise. Entretanto, a partir de um certo número de divisões, os resultados passam a ser muito próximos, não apresentando alterações consideráveis pelo refinamento da malha.

O programa computacional ANSYS apresenta três etapas para estudo da estrutura a ser desenvolvida. Na primeira etapa, denominada pré-processamento, é feita a modelagem da estrutura, definição dos elementos, propriedades dos materiais e escolha da malha. Por sua vez, na segunda etapa, chamada de solução, são determinadas as condições de apoio, aplicados os carregamentos e realizado processamento da estrutura. Por fim, na terceira etapa, no pós-processamento, encontram-se os resultados, sendo possível visualizar o comportamento estrutural do elemento em estudo. Para o desenvolvimento da análise numérica considerou-se a não linearidade física (do material).

4.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

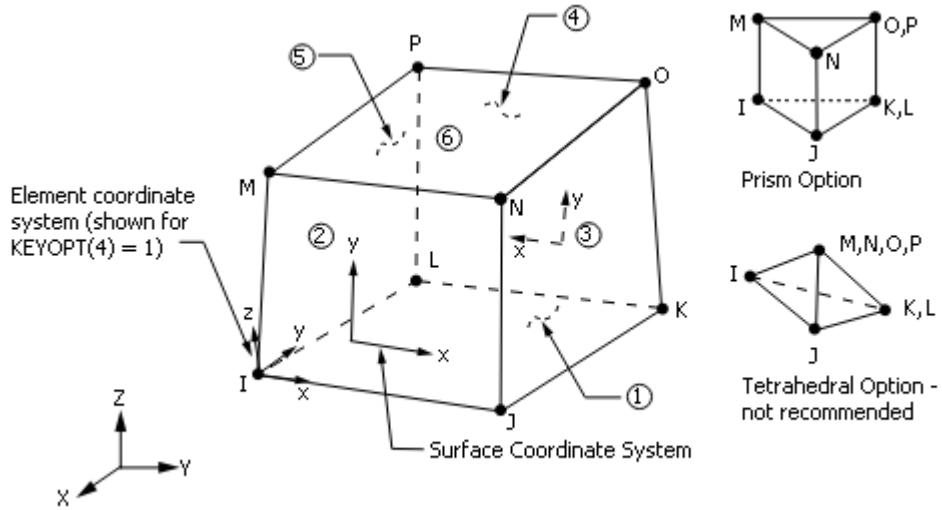
Os modelos numéricos foram desenvolvidos com base nos elementos existentes no programa computacional ANSYS. Para representação do concreto nos pilares, blocos e estacas, foi utilizado o elemento SOLID65, que é comumente empregado em modelagens tridimensionais, com uso ou não de barras de aço. Ademais, o elemento SOLID65 possibilita a fissuração e ruptura do elemento, tanto à tração como a compressão. O elemento é definido por oito nós, com três graus de liberdade em cada nó, como ilustrado na Figura 24.

Figura 24 – Representação do elemento SOLID65 no software ANSYS

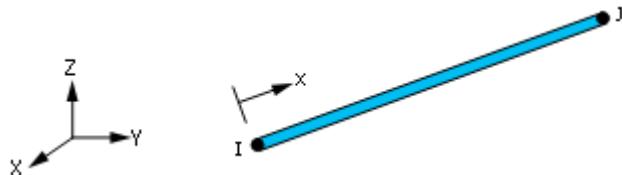


Fonte: Ansys (2018)

Foi colocada uma chapa no topo do pilar, a fim de uniformizar a distribuição do carregamento aplicado. O elemento SOLID45 foi utilizado na chapa, pois é usual em modelagens tridimensionais para simulações de peças de aço, além de ter capacidade de deformabilidade. O elemento apresenta oito nós com três graus de liberdade em cada, conforme Figura 25. O elemento LINK180 foi utilizado para modelagem das barras de aço, pois responde a esforços de tração e compressão. A geometria do LINK180 está representada na Figura 26.

Figura 25 - Representação do elemento SOLID45 no *software ANSYS*

Fonte: ANSYS (2018)

Figura 26 – Representação do elemento LINK180 no *software ANSYS*

Fonte: ANSYS (2018)

4.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Antes de iniciar o lançamento dos modelos deste estudo no programa computacional, optou-se por fazer a modelagem via software de um bloco real, a fim de aproximar a resposta do modelo com resultados experimentais, utilizando os parâmetros encontrados para os modelos propostos neste trabalho. Para isso, considerou-se o modelo B115P250R1 de Munhoz (2014), o qual advém de um estudo recente que também retrata uma análise de blocos sobre duas estacas.

Para modelagem do concreto na ferramenta computacional ANSYS, foram necessários alguns dados de entrada, como: módulo de elasticidade longitudinal do concreto, coeficiente de Poisson e resistência à compressão e à tração. A princípio, foram usados os mesmos dados do modelo de Munhoz (2014), entretanto, para atingir valores próximos aos

reais, alterou-se o módulo de elasticidade do concreto para o elemento bloco. Utilizou-se o coeficiente de Poisson de 0,2, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) e os coeficientes de transferência de cisalhamento para fissura fechada e aberta com valores de 0,6 e 0,2, respectivamente. Para cálculo da resistência à tração do concreto, utilizou-se a Equação 28, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (28)$$

O critério de ruptura usado foi o CONCRETE, ferramenta disponível no software ANSYS, que possibilita a simulação de fissuração do concreto quando submetido a tensões de tração. O método é análogo ao critério de ruptura de Willam-Warnke, conforme explicitado na biblioteca do ANSYS.

Os dados de entrada para o modelo de Munhoz (2014) foram os mesmos valores dos ensaios realizados em laboratório, sendo que para os modelos definidos neste estudo utilizaram-se as referências citadas na NBR 6118 (ABNT, 2014). Nas Tabela 8 e Tabela 9 apresentam-se os dados utilizados nas modelagens.

Tabela 8 – Dados de entrada do concreto para modelo Munhoz (2014)

Modelo Experimental	Pilar / Bloco	Estacas
f_{ct} (kN/cm ²)	0,297	0,449
f_c (kN/cm ²)	3,386	7,791
E (kN/cm ²)	3511	4405

Fonte: Autor (2019)

Tabela 9 – Dados de entrada do concreto para modelos propostos

Modelos estudados	Pilar / Bloco	Estacas
f_{ct} (kN/cm ²)	0,221	0,407
f_c (kN/cm ²)	2,0	5,0
E (kN/cm ²)	2504,4	3959,8

Fonte: Autor (2019)

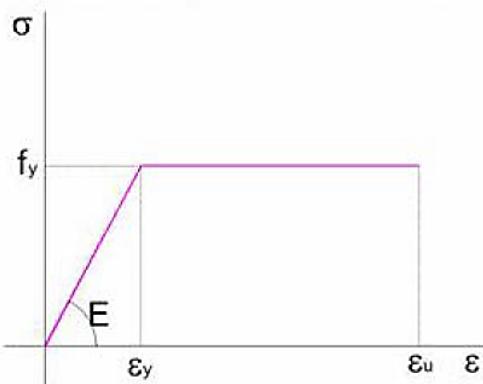
Em relação aos dados do aço, Munhoz (2014) realizou ensaios para cada bitola de armadura de aço. Os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade estão ilustrados na Tabela 10 e foram utilizados para entrada de dados desse modelo. Já para os demais modelos considerou-se comportamento elastoplástico perfeito (Figura 27), adotando-se módulo de elasticidade de 210 GPa, coeficiente de Poisson igual a 0,3 e resistência característica ao escoamento de 500 MPa, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 10 – Dados de entrada do aço para modelo experimental

\varnothing (mm)	f_c (kN/cm ²)	E (kN/cm ²)
5,0	68,63	19367
6,3	59,54	20656
8,0	56,86	20537
10,0	56,43	19799
12,5	55,84	19802
16,0	57,8	20253

Fonte: Autor (2019)

Figura 27 – Gráfico tensão versus deformação para aços



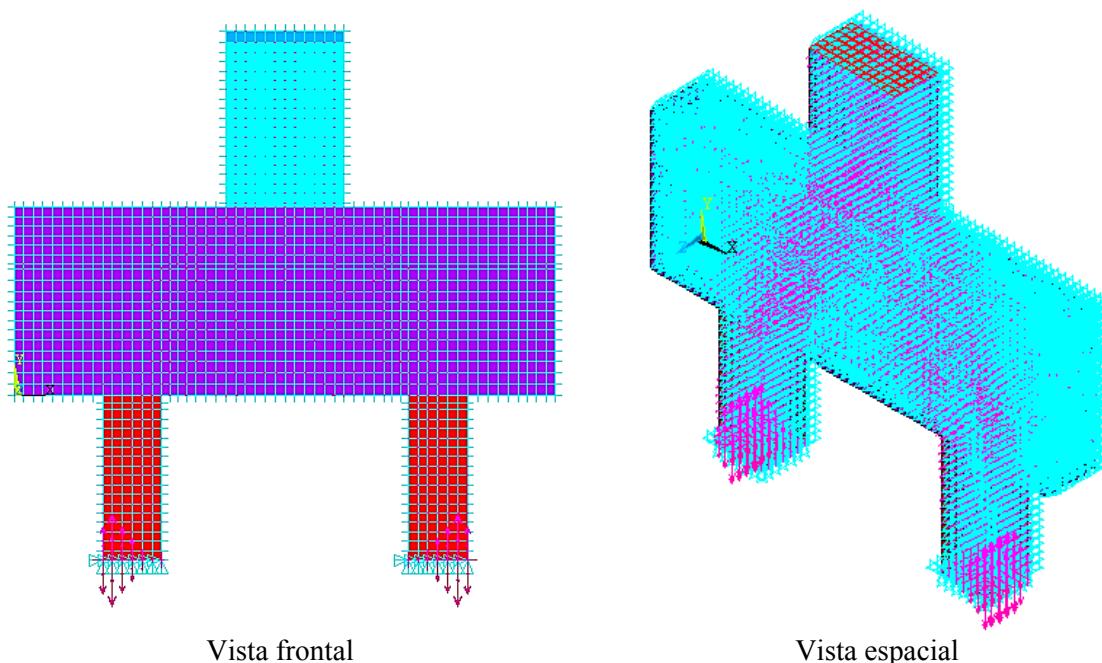
Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014)

4.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DA FORÇA

Considerou-se a aplicação do carregamento no topo do pilar, onde se fixou uma chapa metálica a fim de uniformizar a distribuição das cargas. Inseriu-se o esforço no programa computacional como pressão na área do pilar. Em relação às condições de contorno, o deslocamento foi impedido nas direções x, y e z. Na Figura 28 mostram-se os travamentos

feitos na parte inferior das estacas, a aplicação do carregamento no topo do pilar e a distribuição dos esforços até atingir a base das estacas. Além disso, na Figura 28 também fica evidente a aplicação das condições de contorno ao elemento como um todo.

Figura 28 – Definição das condições de contorno e carregamento para o modelo B115P250R1



Fonte: Autor (2019)

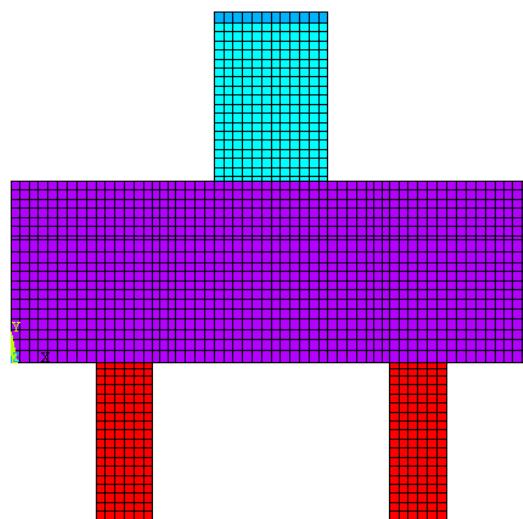
A aplicação do carregamento foi feita de forma incremental, com a finalidade de se analisar a perda de rigidez dos materiais a cada incremento de força. Adotaram-se incrementos de força de 200, número máximo de incrementos permitidos de 400 e número mínimo de subpassos de 20. Os valores foram considerados de acordo com a velocidade de processamento e adequação dos resultados à realidade.

Para resolução dos sistemas lineares adotou-se o modelo de Newton-Raphson modificado, uma vez que ele não altera a matriz de rigidez a cada iteração, reduzindo o tempo de processamento da estrutura. Conforme sugerido por Munhoz (2014), o método de Newton-Raphson foi combinado com um acelerador de convergência através da ferramenta “Line search - ON” e utilizaram-se como critério de convergência os deslocamentos com uma tolerância de 5%.

4.5 DEFINIÇÃO DA MALHA

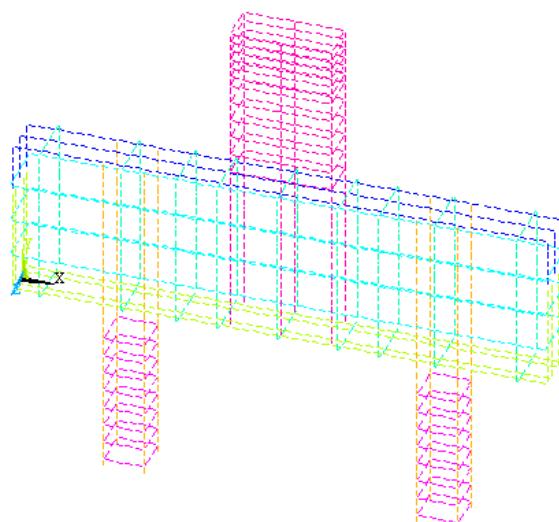
Além das propriedades destacadas, adotou-se uma malha de 2,0 cm para o modelo experimental, em concordância com o trabalho de Munhoz (2014). Na Figura 29 observam-se as divisões dos elementos de concreto e na Figura 30 para os elementos de aço. Destaca-se também a diversidade de cores nas figuras, mostrando a representação de cada elemento modelado.

Figura 29 – Divisão da malha para elementos de concreto dos modelos experimentais analisados



Fonte: Autor (2019)

Figura 30 – Divisão da malha para barras de aço dos modelos experimentais analisados - Modelo

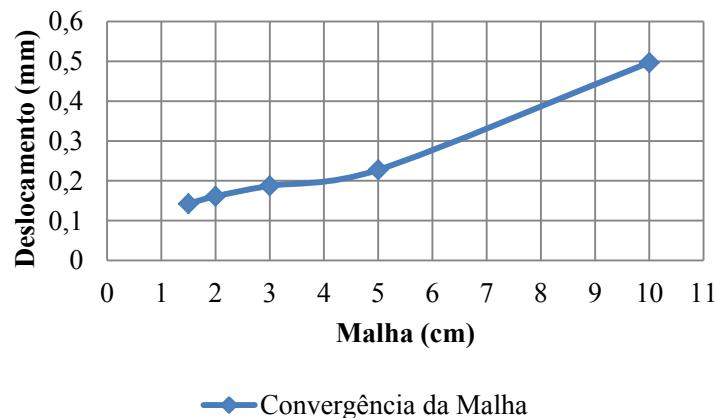


Fonte: Autor (2019)

Para dar agilidade ao processamento dos vinte e sete modelos que foram definidos, fez-se um estudo de refinamento da malha do primeiro modelo estabelecido, BL1H28P20T1. Utilizaram-se cinco medidas para variar o tamanho da malha, sendo estas, em ordem crescente, 1,5, 2, 3, 5 e 10 cm. Compararam-se os resultados de deslocamento nos mesmos pontos para cada modelo lançado no programa computacional, resultando no gráfico comparativo ilustrado na Figura 31.

Como evidenciado previamente, a escolha da malha e de sua divisão foram fundamentais para que os resultados obtidos fossem coerentes com os experimentais. Observou-se pela Figura 31 que usando as malhas de 1,5, 2 ou 3 cm, os resultados foram muito semelhantes. Dessa forma, para um processamento mais rápido dos modelos, optou-se pela malha de 3 cm.

Figura 31 – Aproximação dos resultados com a variação da malha

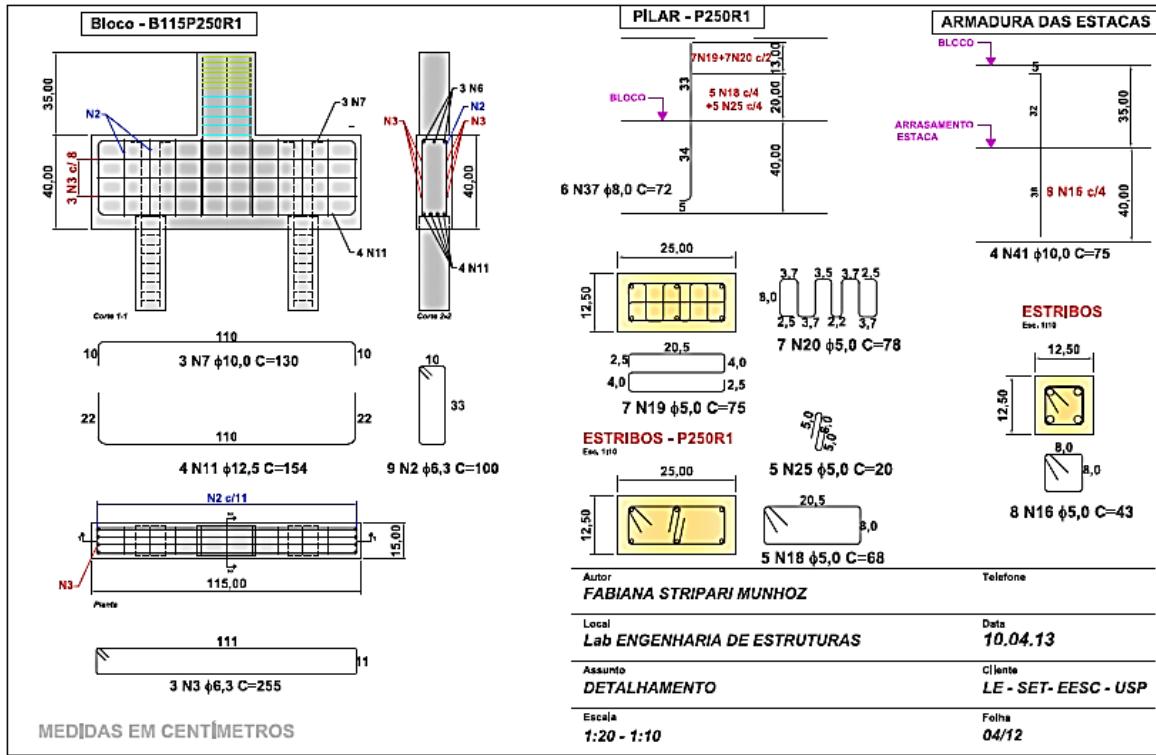


Fonte: Autor (2019)

4.6 COMPARAÇÃO MODELO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DE MUNHOZ (2014)

Definidos os parâmetros para entrada de dados no programa computacional, utilizou-se a curva deslocamento versus força para comparação dos resultados numéricos e experimentais de Munhoz (2014). A curva de força versus deslocamento do modelo B115P250R1 foi retirada do trabalho de Munhoz (2014) e o detalhamento do bloco sobre estacas utilizado está exibido na Figura 32.

Figura 32 – Projeto de bloco sobre estacas do modelo B115P250R1

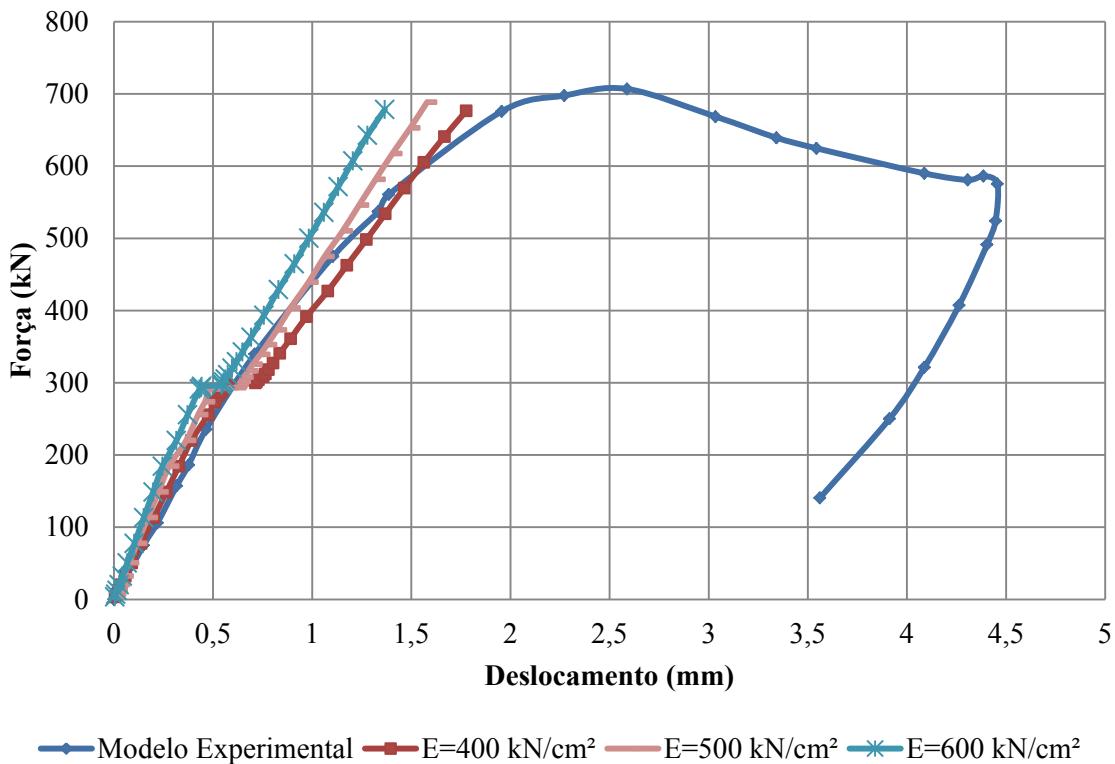


Fonte: Munhoz (2014)

Para uma aproximação satisfatória das curvas, optou-se pela alternativa de adotar diferentes módulos de elasticidade para o elemento concreto dos blocos. Foram feitas algumas tentativas de valores, sendo que, três grandezas apresentaram melhores resultados, como mostrado na Figura 33.

Os valores de 400, 500 e 600 kN/cm² foram os que mais aproximaram as curvas analisadas. Contudo, observando uma maior proximidade das curvas e um valor de força última mais próximo do valor do modelo experimental de Munhoz (2014), percebeu-se que a grandeza de 500 kN/cm² é uma melhor estimativa. Por fim, validaram-se os modelos numéricos com os dados do modelo de calibração adotado, dando aplicabilidade prática à análise.

Figura 33 – Gráfico comparativo das curvas para diferentes módulos de elasticidade do modelo B115P250R1 de Munhoz (2014)



Fonte: Autor (2019)

Por fim, optou-se por corrigir o módulo de elasticidade do concreto dos modelos propostos, tendo em vista o coeficiente redutor calculado com base nos modelos de Munhoz (2014), conforme Equação 29. Dessa forma, observam-se na Tabela 11 os dados do coeficiente encontrado, módulo de elasticidade do concreto conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) e módulo de elasticidade corrigido e adotado para o elemento bloco. O módulo de elasticidade do concreto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) segue conforme Equação 30.

$$k_{red} = \frac{E_{corr}}{E_{exp}} \quad (29)$$

Nas quais,

k_{red} é o coeficiente redutor do módulo de elasticidade, E_{corr} é o módulo de elasticidade corrigido do concreto e E_{exp} é o módulo de elasticidade do concreto pelos ensaios de laboratório.

$$E_c = 5600 \cdot \sqrt{f_c} \quad (30)$$

Nas quais,

E_c é o módulo de elasticidade do concreto e f_c é a resistência à compressão do concreto.

Tabela 11 – Dados para correção do módulo de elasticidade do concreto

Coeficiente redutor (kred)	0,14
Ec NBR 6118 (kN/cm ²)	2504,40
Ecorr (kN/cm ²)	356,65

Fonte: Autor (2019)

4.7 ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Análise de variância, ou também conhecida como Anova, é um teste estatístico que avalia a importância de um ou mais fatores através da comparação das médias dessas variáveis. Dessa maneira, existe a hipótese nula onde se afirma que todas as médias dos fatores são iguais, enquanto que a hipótese alternativa reconhece diferenças em pelo menos um fator.

Após o processamento dos modelos, podem-se analisar os resultados. Com base nas respostas alcançadas, utilizou-se a análise de variância como alternativa para se verificar a significância dos parâmetros adotados. Existem trabalhos anteriores que fizeram uso da análise de variância na engenharia dentro da área de estruturas, como os estudos de Delalibera (2002) e Lima Júnior (2003), o que mostra a funcionalidade de se aplicar a Anova nesses casos.

Assim, para desenvolvimento da análise, supondo-se os fatores fixos como A e B , as variações desses fatores de a e b sendo n o número de repetições, seguem as formulações, conforme Equações 31 a 35. Na Tabela 11 ilustra-se a continuação do processo de análise e algumas fórmulas segundo MONTGOMERY (2009). Diante do que foi exposto, é possível extrair os dados para comparar os valores de F_0 com $F_{crítico}$ e verificar a importância dos parâmetros atribuídos a este estudo.

$$SS_T = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \sum_{k=1}^n y_{ijk}^2 - \frac{\bar{y}_{...}^2}{abn} \quad (31)$$

$$SS_A = \sum_{i=1}^a \frac{\bar{y}_i^2}{bn} - \frac{\bar{y}_{...}^2}{abn} \quad (32)$$

$$SS_B = \sum_{j=1}^b \frac{\bar{y}_j^2}{an} - \frac{\bar{y}_{...}^2}{abn} \quad (33)$$

$$SS_{AB} = \sum_{i=1}^a \sum_{j=1}^b \frac{\bar{y}_{ij}^2}{n} - \frac{\bar{y}_{...}^2}{abn} - SS_A - SS_B \quad (34)$$

$$SS_E = SS_T - SS_A - SS_B - SS_{AB} \quad (35)$$

Tabela 11 – Anova para análise de dois parâmetros

Fonte de variação	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Média dos quadrados	F_0
A	SS_A	a-1	$MS_A = \frac{SS_A}{a-1}$	$F_0 = \frac{MS_A}{MS_E}$
B	SS_B	b-1	$MS_A = \frac{SS_A}{a-1}$	$F_0 = \frac{MS_B}{MS_E}$
Interação	SS_{AB}	(a-1)*(b-1)	$MS_{AB} = \frac{SS_{AB}}{(a-1)*(b-1)}$	$F_0 = \frac{MS_{AB}}{MS_E}$
Erro	SS_E	$ab*(n-1)$	$MS_E = \frac{SS_E}{ab*(n-1)}$	
Total	SS_T	$abn-1$		

Fonte: Traduzido e Adaptado de MONTGOMERY, D.C. (2009)

Para verificação da importância de uma variável comparam-se os valores de F , sendo que, se F_0 for maior que $F_{critico}$, o fator analisado é relevante, caso contrário, não tem importância significativa no estudo. O fator P também é um meio de comparação, o qual depende do nível de significância adotado.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS

5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O programa computacional ANSYS também foi utilizado para simulação numérica por outros pesquisadores como Delalibera (2006) e Munhoz (2014) e possibilita a análise de diversos resultados, tais como: verificação das bielas de compressão, tensões nas zonas nodais, tensões nas armaduras do tirante e na armadura longitudinal do pilar, deslocamentos, força última do bloco e distribuição das tensões principais. Além dessas verificações, fez-se a análise estatística Anova para avaliação dos parâmetros mais importantes para este estudo.

5.1.1 *Resultados Anova*

Para fazer a análise estatística dos modelos, utilizou-se a força última obtida pelo programa computacional ANSYS para verificação da relevância dos parâmetros adotados. A força última considerada foi o último valor antes da não convergência da curva. Os fatores foram fixados como a seguir:

- Fator A: variação da taxa de armadura do pilar;
- Fator B: variação da seção transversal do pilar;
- Fator C: variação da altura do bloco.

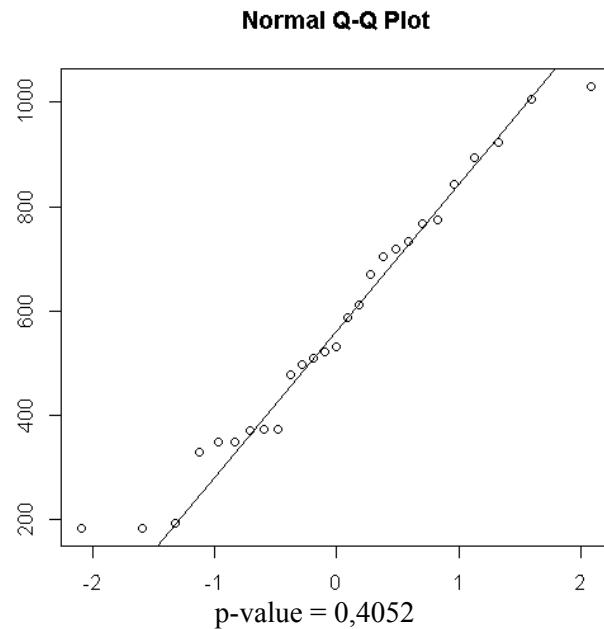
Como a análise de variância é indicada para amostras que possuem uma distribuição Normal, foi feito o teste de Shapiro-Wilk, para se analisar a normalidade dos dados e validar o uso da Anova. De acordo com Lopes, Branco e Soares (2013) o teste de Shapiro-Wilk fornece um parâmetro P , que de acordo com esse valor, as amostras apresentam

distribuição normal ou não. Foi adotado valor de significância de 0,05, dessa forma, se o valor de P for maior que 0,05, pode-se atribuir distribuição normal aos dados.

Além do teste de Shapiro-Wilk, foi feita análise do gráfico Quantil-Quantil, que conforme Torman, Coster e Riboldi (2012) pode ser utilizado para avaliar a normalidade de uma variável. Neste gráfico, no eixo horizontal têm-se os quantis teóricos da distribuição normal padrão, e no eixo vertical, os quantis observados da amostra. Se a reta se ajusta aos pontos considerados, significa que os dados apresentam distribuição normal.

O teste de normalidade foi realizado com auxílio da ferramenta computacional R, sendo este um software livre voltado para simulações e análises estatísticas. Observam-se na Figura 34 o gráfico Quantil-Quantil e o valor P encontrado. Percebe-se que a reta se ajusta significativamente aos pontos e que o valor de P foi maior que 0,05, atribuindo distribuição normal aos dados e justificando o uso da análise estatística Anova.

Figura 34 – Gráfico Quantil-Quantil e valor de P



Fonte: Autor (2019)

Os dados para análise estatística estão especificados na Tabela 13, os quais foram inseridos na ferramenta computacional MINITAB, versão 2017, utilizada para cálculo das médias e dos fatores F e P automaticamente. Assim, observam-se na Tabela 14 os resultados

retirados do software, onde $F_{crítico}$ foi calculado considerando vinte e sete dados e foi atribuído nível de significância de 95% para todas as situações analisadas.

Tabela 13 – Dados para análise estatística

Modelo	A	B	C	Força (kN)
BL1H28P20T1	1	20	28	192,26
BL2H28P20T2,5	2,5	20	28	184,26
BL3H28P20T4	4	20	28	184,26
BL4H50P20T1	1	20	50	374,26
BL5H50P20T2,5	2,5	20	50	348,26
BL6H50P20T4	4	20	50	328,26
BL7H70P20T1	1	20	70	509,25
BL8H70P20T2,5	2,5	20	70	610,88
BL9H70P20T4	4	20	70	478,26
BL10H28P40T1	1	40	28	370,75
BL11H28P40T2,5	2,5	40	28	372,26
BL12H28P40T4	4	40	28	348,51
BL13H50P40T1	1	40	50	531,55
BL14H50P40T2,5	2,5	40	50	521,22
BL15H50P40T4	4	40	50	498,02
BL16H70P40T1	1	40	70	768,51
BL17H70P40T2,5	2,5	40	70	719,01
BL18H70P40T4	4	40	70	669,89
BL19H28P60T1	1	60	28	588,38
BL20H28P60T2,5	2,5	60	28	732,77
BL21H28P60T4	4	60	28	894,77
BL22H50P60T1	1	60	50	774,00
BL23H50P60T2,5	2,5	60	50	704,64
BL24H50P60T4	4	60	50	841,68
BL25H70P60T1	1	60	70	1029,74
BL26H70P60T2,5	2,5	60	70	922,75
BL27H70P60T4	4	60	70	1005,02

Fonte: Autor (2019)

Conclui-se que, conforme apresentado na Tabela 14, os fatores B e C apresentam valor de F_0 maior que $F_{crítico}$ e fator P menor que 0,05 (retomando ao nível de significância de 95% mencionado anteriormente), o que implica que os parâmetros adotados para o estudo foram relevantes. Isto posto, atestou-se a influência da força última preponderantemente pela seção transversal do pilar, seguida pela altura do bloco, mostrando a coerência dos fatores considerados para análise. Na sequência, com uma menor relevância, destacou-se a

combinação dos fatores taxa de armadura e seção transversal dos pilares. As demais variáveis não apresentaram resultados significativos pela análise estatística.

Tabela 14 – Resultados Anova

Fatores	Graus de Liberdade	F_0	$F_{crítico}$	P
A	2	0,19	3,38	0,83
B	2	177,33	3,38	0,00
C	2	78,24	3,38	0,00
A*B	4	3,12	2,75	0,08
A*C	4	1,52	2,75	0,28
B*C	4	1,52	2,75	0,29

Fonte: Autor (2019)

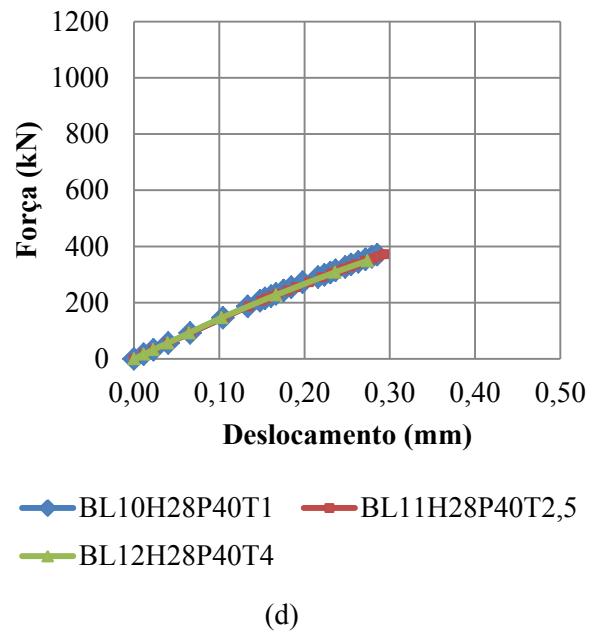
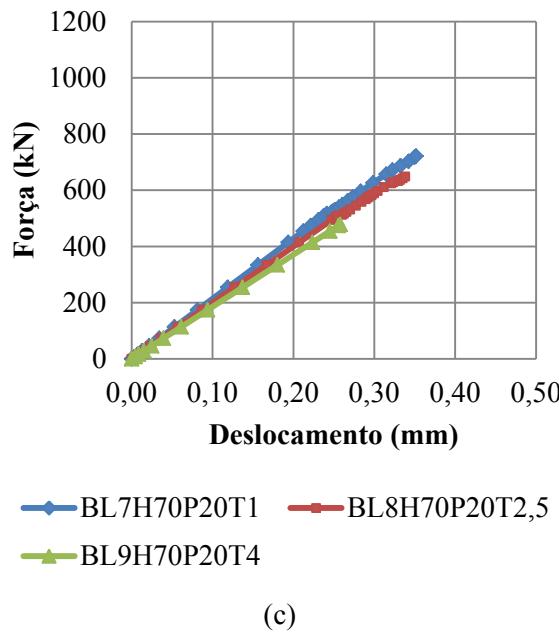
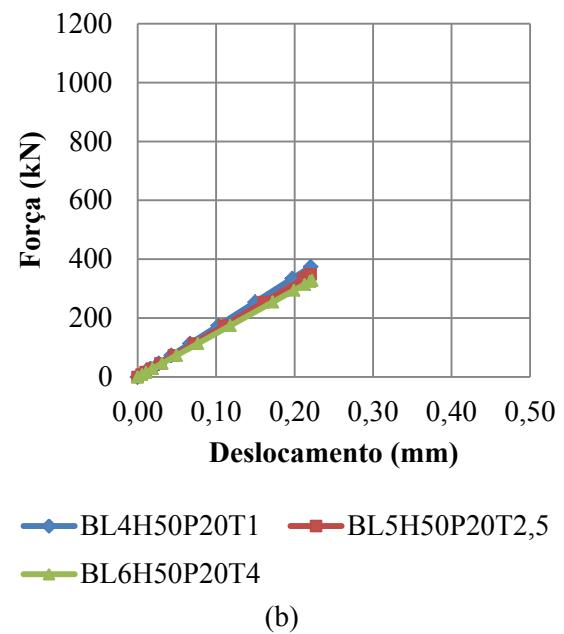
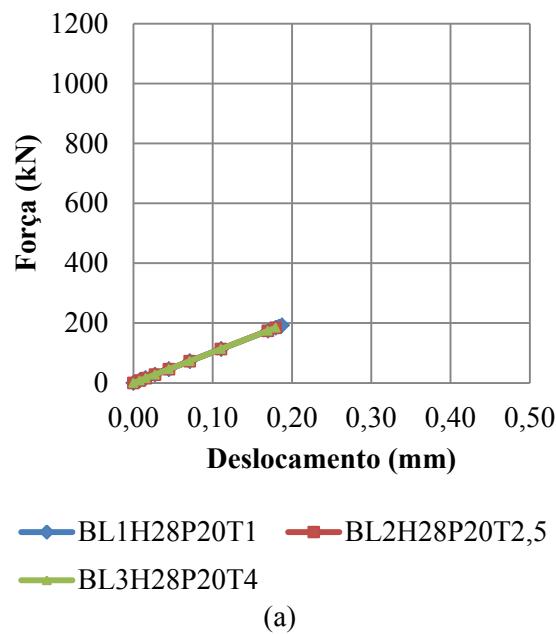
5.1.2 Força versus deslocamento

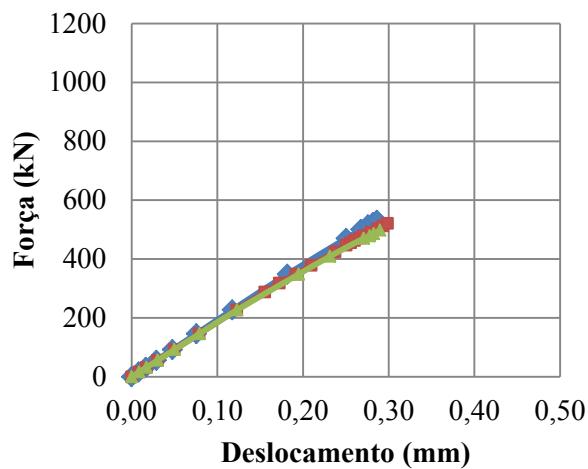
As curvas de força versus deslocamento foram feitas com base nos dados obtidos no software ANSYS. Representou-se nas abcissas o deslocamento em milímetros e nas ordenadas à força última em quilonewtons. Os resultados foram provenientes das medidas dos deslocamentos verticais na face inferior central dos blocos. Optou-se por separar as curvas considerando as variáveis analisadas para melhor comparação, resultando em três curvas por gráfico, como ilustrado nas Figuras 35, 36 e 37.

Na Figura 35 fez-se uma comparação das curvas dos modelos com variação da taxa de armadura do pilar, para mesmas alturas dos blocos e constantes seções transversais dos pilares. Percebeu-se que, em geral, o parâmetro taxa de armadura do pilar não resultou em diferenças significativas, confirmando o resultado da análise de variância mostrada previamente. Em *a*, *b*, *c*, *f* e *i* verificou-se que a menor taxa de armadura resultou em uma força última um pouco maior, enquanto que, em *g* e *h* a taxa de armadura de 4% alcançou forças maiores. Nos gráficos *d* e *e* a taxa de armadura de 2,5% apresentou valores de forças superiores.

Concluiu-se que a taxa de armadura dos pilares não apresentou diferenças significativas nas forças e deslocamentos mostrados, pois a transferência de esforços se dá principalmente pelas bielas de compressão. Dessa forma, o parâmetro torna-se relevante quando analisadas notadamente as tensões nas armaduras longitudinais dos pilares.

Figura 34 – Comparação das curvas força versus deslocamento considerando o parâmetro variação da taxa de armadura do pilar

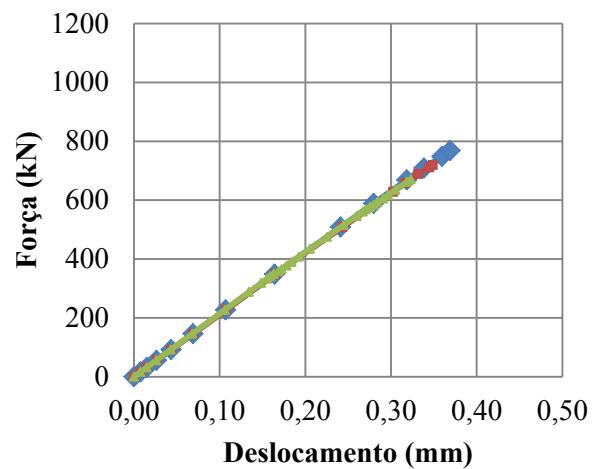




—◆— BL13H50P40T1 —■— BL14H50P40T2,5

—▲— BL15H50P40T4

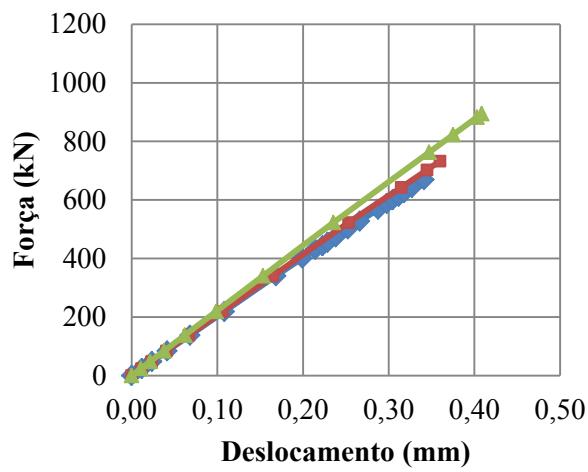
(e)



—◆— BL16H70P40T1 —■— BL17H70P40T2,5

—▲— BL18H70P40T4

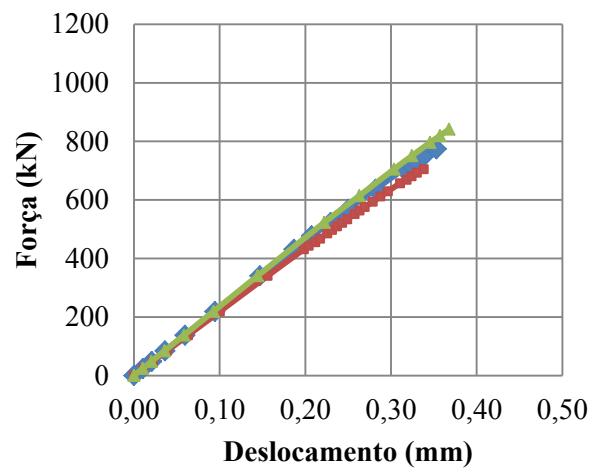
(f)



—◆— BL19H28P60T1 —■— BL20H28P60T2,5

—▲— BL21H28P60T4

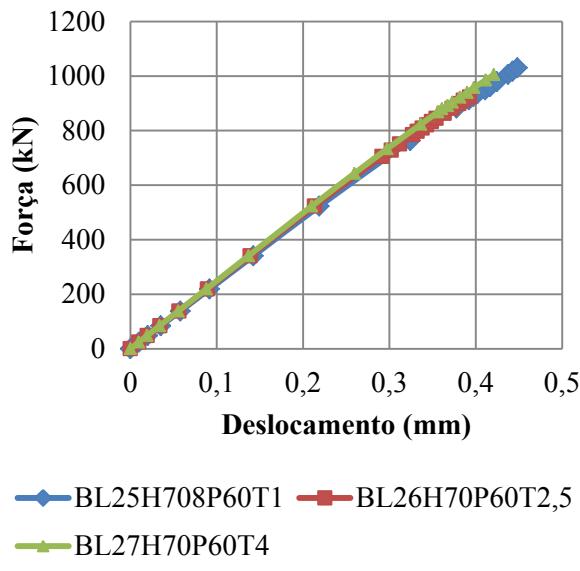
(g)



—◆— BL22H50P60T1 —■— BL23H50P60T2,5

—▲— BL24H50P60T4

(h)

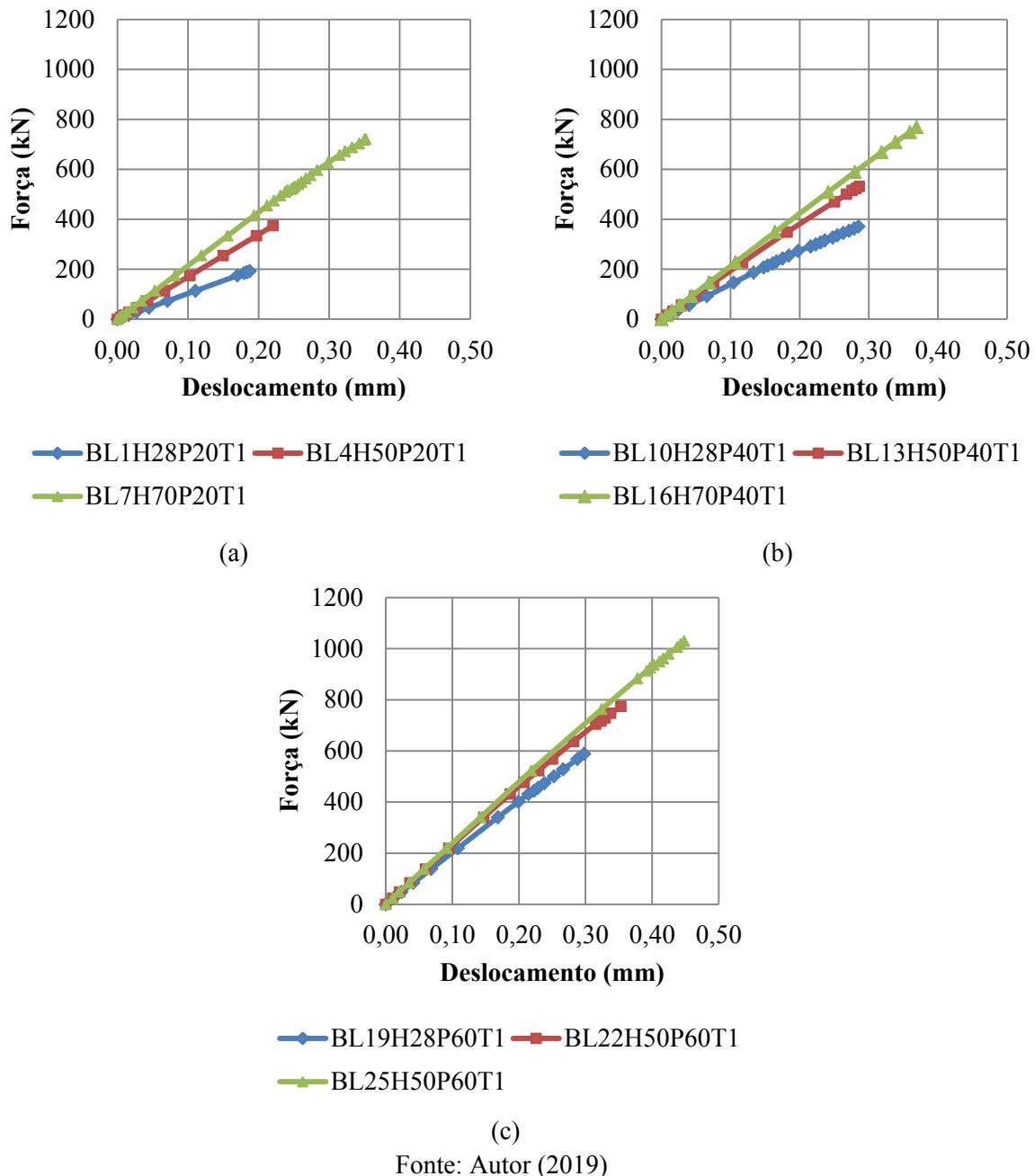


(i)

Fonte: Autor (2019)

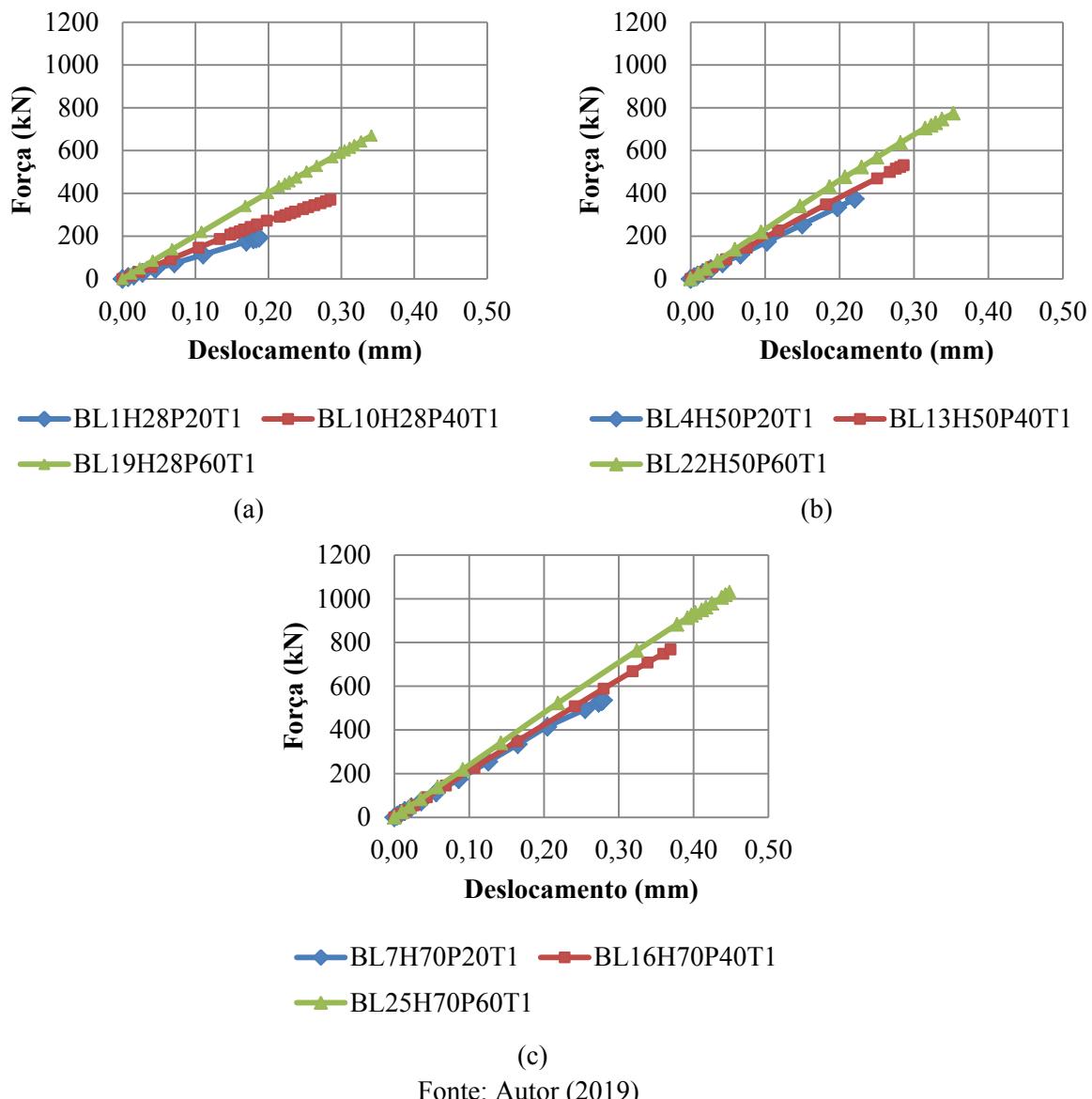
Partindo do pressuposto que a taxa de armadura não teve resultados expressivos, optou-se por mostrar na Figura 35, a comparação de gráficos dos modelos com variação de altura dos blocos, para uma única taxa de armadura e para as mesmas seções transversais dos pilares. Observou-se que em todas as situações, o aumento da altura do bloco resultou em acréscimo de força e deslocamento significativos. Isso ocorre porque com aumento da altura do bloco tem-se um em acréscimo na rigidez do elemento e, portanto, aumento da capacidade portante.

Figura 35 – Comparação das curvas força versus deslocamento considerando o parâmetro variação da altura do bloco



Semelhante ao que foi feito anteriormente, na Figura 37 expôs-se os gráficos dos modelos com variação da seção dos pilares, para uma única taxa de armadura e constante altura dos blocos. Notou-se a discrepância entre as curvas em todas as situações, havendo aumento da força e deslocamento com o alongamento da seção transversal dos pilares. Conforme análise de variância exposta, esse foi o fator que apresentou maiores diferenças nas forças últimas quando variados os parâmetros considerados.

Figura 36 – Comparação das curvas força versus deslocamento considerando o parâmetro variação seção transversal do pilar



Fonte: Autor (2019)

Assim sendo, corroborando aos dados apresentados na análise estatística, os parâmetros variação da seção transversal dos pilares e a variação da altura dos blocos influenciaram consideravelmente nos deslocamentos e força atingidos pelos modelos. As conclusões apresentadas foram equivalentes às de Delalibera (2006) e Buttignol (2011), onde concluíram que o aumento da seção transversal dos pilares e da altura dos blocos resultou em uma maior capacidade portante para os blocos sobre estacas.

Fez-se na Tabela 15 uma comparação dos valores de força última nos pilares encontrados para cada modelo e a relação da força numérica com as forças teóricas. Na maior parte dos casos, as forças últimas encontradas na simulação numérica foram menores que as forças calculadas pelas fórmulas de Blévot e Frémy (1967) e pela NBR 6118 (ABNT, 2014), o que mostra o conservadorismo das equações utilizadas.

Tabela 15 – Comparaçāo das forças últimas numéricas e teóricas (Unidades em kN)

Modelo	$F_{u,num}$	$F_{teo,sup}$ Blévot	F_{teo} (NBR6118)	$F_{u,num}/F_{teo,sup}$ Blévot	$F_{u,num}/F_{teo}$ NBR6118
BL1H28P20T1	192,26	296,47	680,00	0,65	0,28
BL2H28P20T2,5	184,26	296,47	680,00	0,62	0,27
BL3H28P20T4	184,26	296,47	680,00	0,62	0,27
BL4H50P20T1	374,26	716,80	680,00	0,52	0,55
BL5H50P20T2,5	348,26	716,80	680,00	0,49	0,51
BL6H50P20T4	328,26	716,80	680,00	0,46	0,48
BL7H70P20T1	509,25	896,00	680,00	0,57	0,75
BL8H70P20T2,5	610,88	896,00	680,00	0,68	0,90
BL9H70P20T4	478,26	896,00	680,00	0,53	0,70
BL10H28P40T1	370,75	592,94	1360,00	0,63	0,27
BL11H28P40T2,5	372,26	592,94	1360,00	0,63	0,27
BL12H28P40T4	348,51	592,94	1360,00	0,59	0,26
BL13H50P40T1	531,55	1433,60	1360,00	0,37	0,39
BL14H50P40T2,5	521,22	1433,60	1360,00	0,36	0,38
BL15H50P40T4	498,02	1433,60	1360,00	0,35	0,37
BL16H70P40T1	768,51	1792,00	1360,00	0,43	0,57
BL17H70P40T2,5	719,01	1792,00	1360,00	0,40	0,53
BL18H70P40T4	669,89	1792,00	1360,00	0,37	0,49
BL19H28P60T1	588,38	889,41	2040,00	0,66	0,29
BL20H28P60T2,5	732,77	889,41	2040,00	0,82	0,36
BL21H28P60T4	894,77	889,41	2040,00	1,01	0,44
BL22H50P60T1	774,00	2150,40	2040,00	0,36	0,38
BL23H50P60T2,5	704,64	2150,40	2040,00	0,33	0,35
BL24H50P60T4	841,68	2150,40	2040,00	0,39	0,41
BL25H70P60T1	1029,74	2688,00	2040,00	0,38	0,50
BL26H70P60T2,5	922,75	2688,00	2040,00	0,34	0,45
BL27H70P60T4	1005,02	2688,00	2040,00	0,37	0,49

Fonte: Autor (2019)

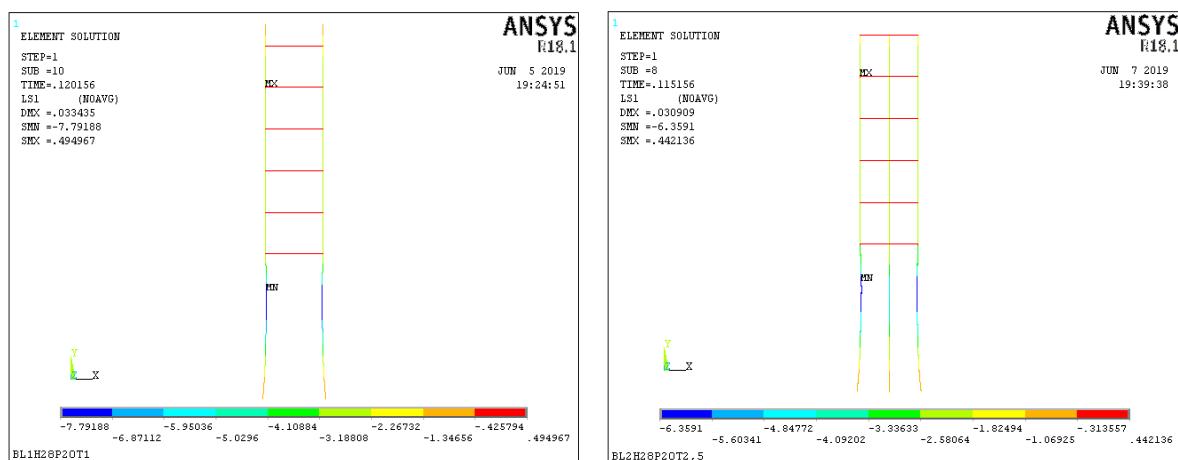
5.1.3 Tensão na armadura longitudinal dos pilares

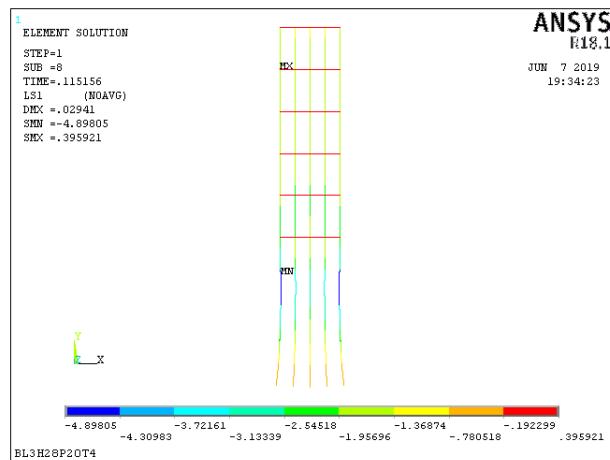
A análise do parâmetro variação da taxa de armadura do pilar faz-se importante se observada conjuntamente à armadura longitudinal dos pilares. Separaram-se as figuras por grupos, onde se pode fazer a comparação dos modelos através da vista frontal das tensões das armaduras longitudinais conforme Figuras 38 a 46.

De acordo com as definições apresentadas no dimensionamento dos blocos, consideraram-se os estribos dos pilares apenas na região do pilar e não dentro dos blocos. Dessa forma, optou-se por fazer imagens com a armadura longitudinal e estribos dos pilares juntos, a fim de separar a região entre blocos e pilares, dando maior notoriedade aos valores das tensões de acordo com o comprimento de ancoragem da armadura do pilar no bloco.

Observou-se nas Figuras 38 a 46 que houve redução das tensões com o aumento da taxa de armadura do pilar. Além do mais, constatou-se que as tensões reduzem ao longo da altura do pilar, mostrando a necessidade de um comprimento de ancoragem inferior ao adotado, principalmente nos blocos com alturas maiores. Verificou-se também que as tensões nas barras de extremidade foram maiores, provavelmente devido à proximidade dessas barras com as bielas de compressão formadas.

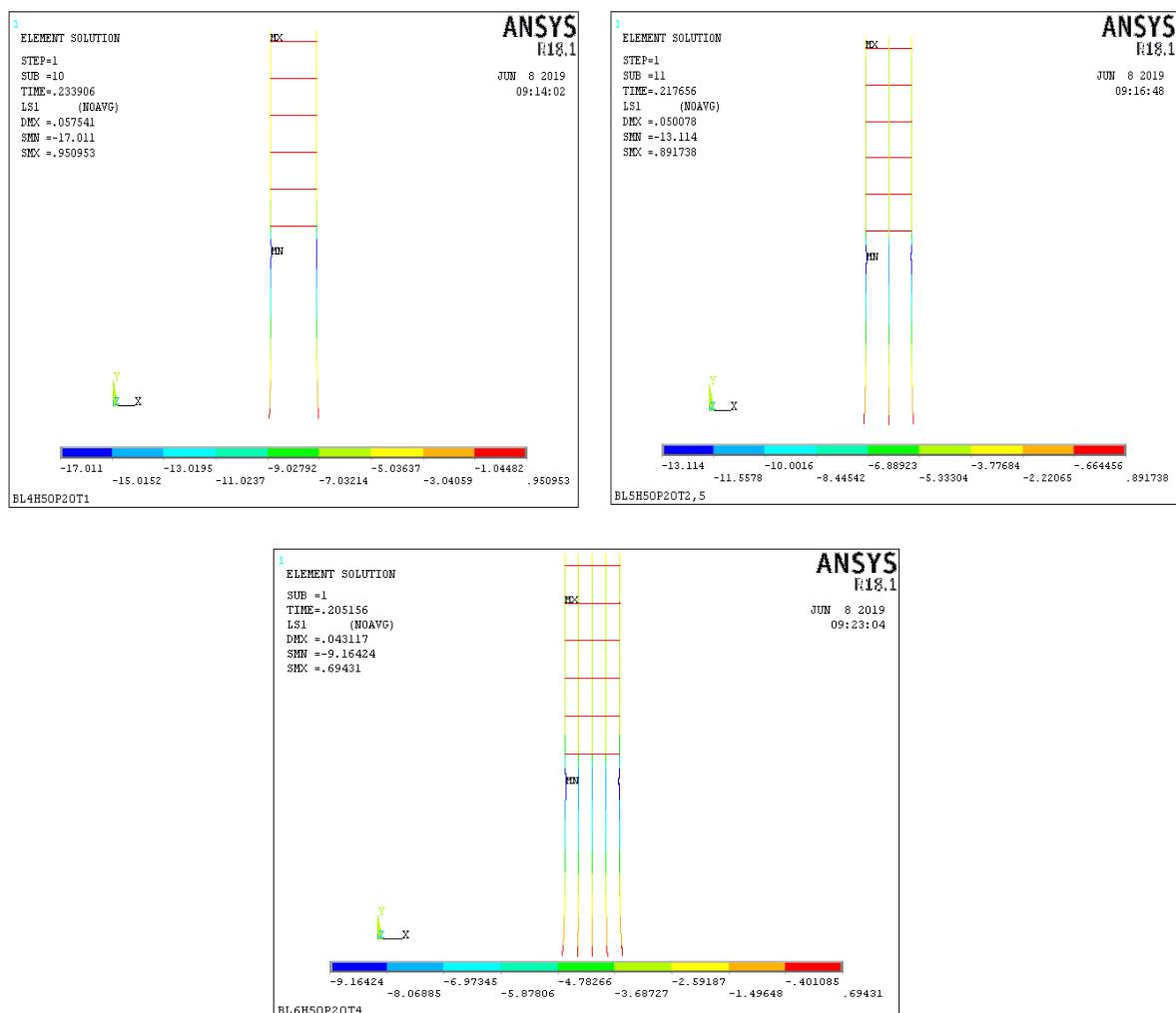
Figura 37 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL1 à BL3 (Valores em kN/cm²)





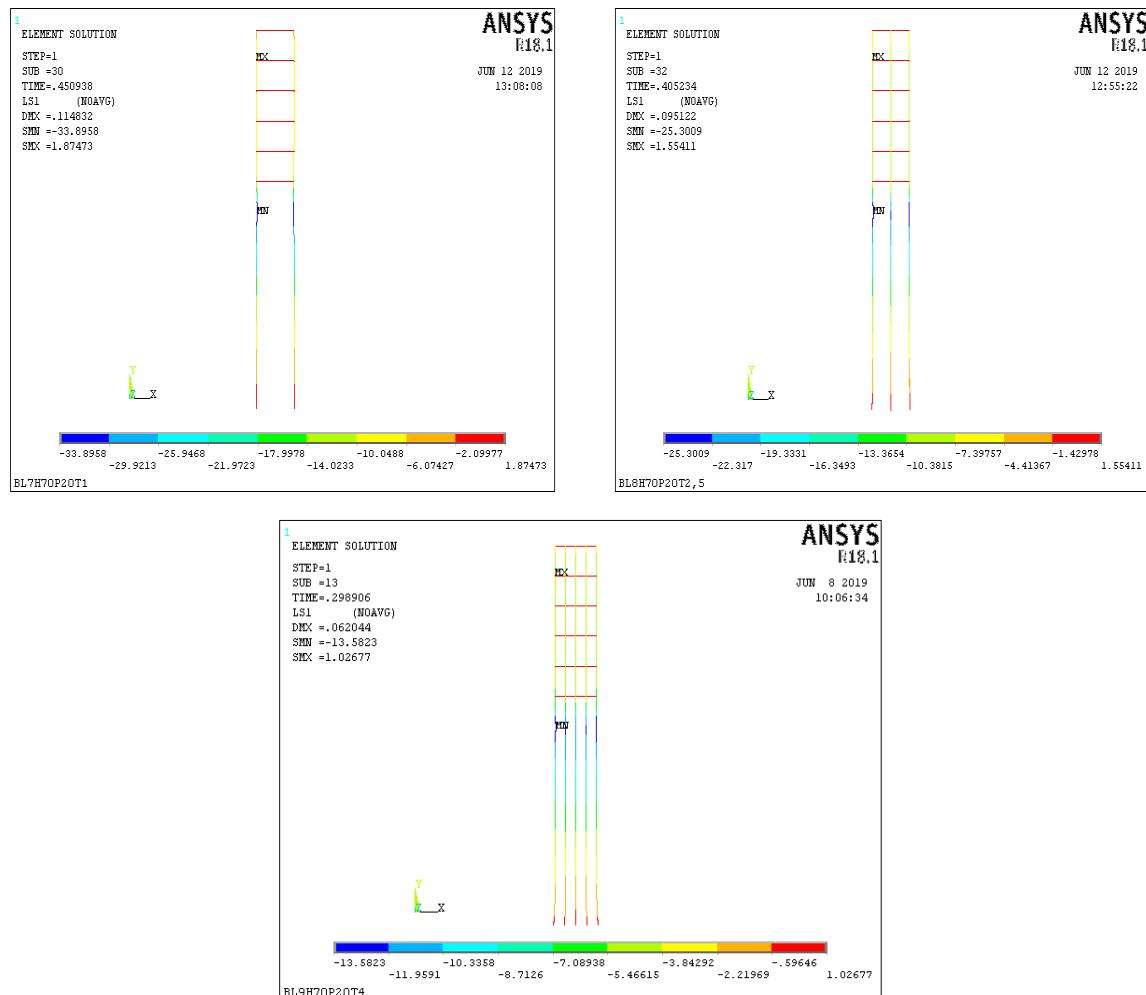
Fonte: Autor (2019)

Figura 38 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL4 à BL6 (Valores em kN/cm²)



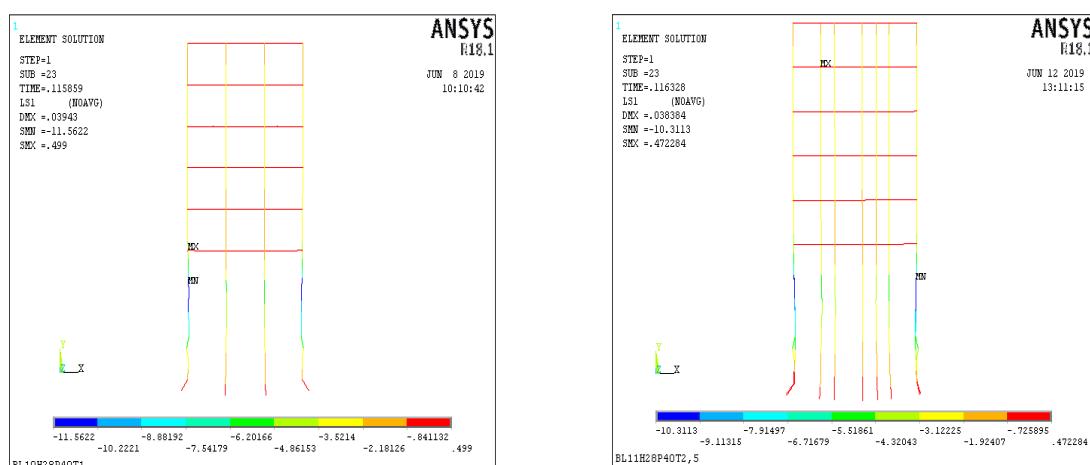
Fonte: Autor (2019)

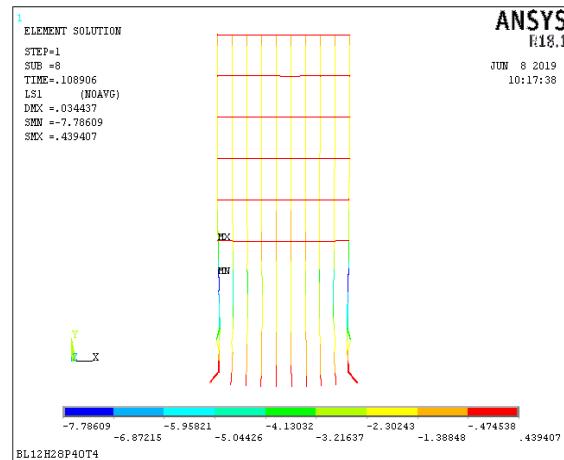
Figura 40 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL7 à BL9 (Valores em kN/cm^2)



Fonte: Autor (2019)

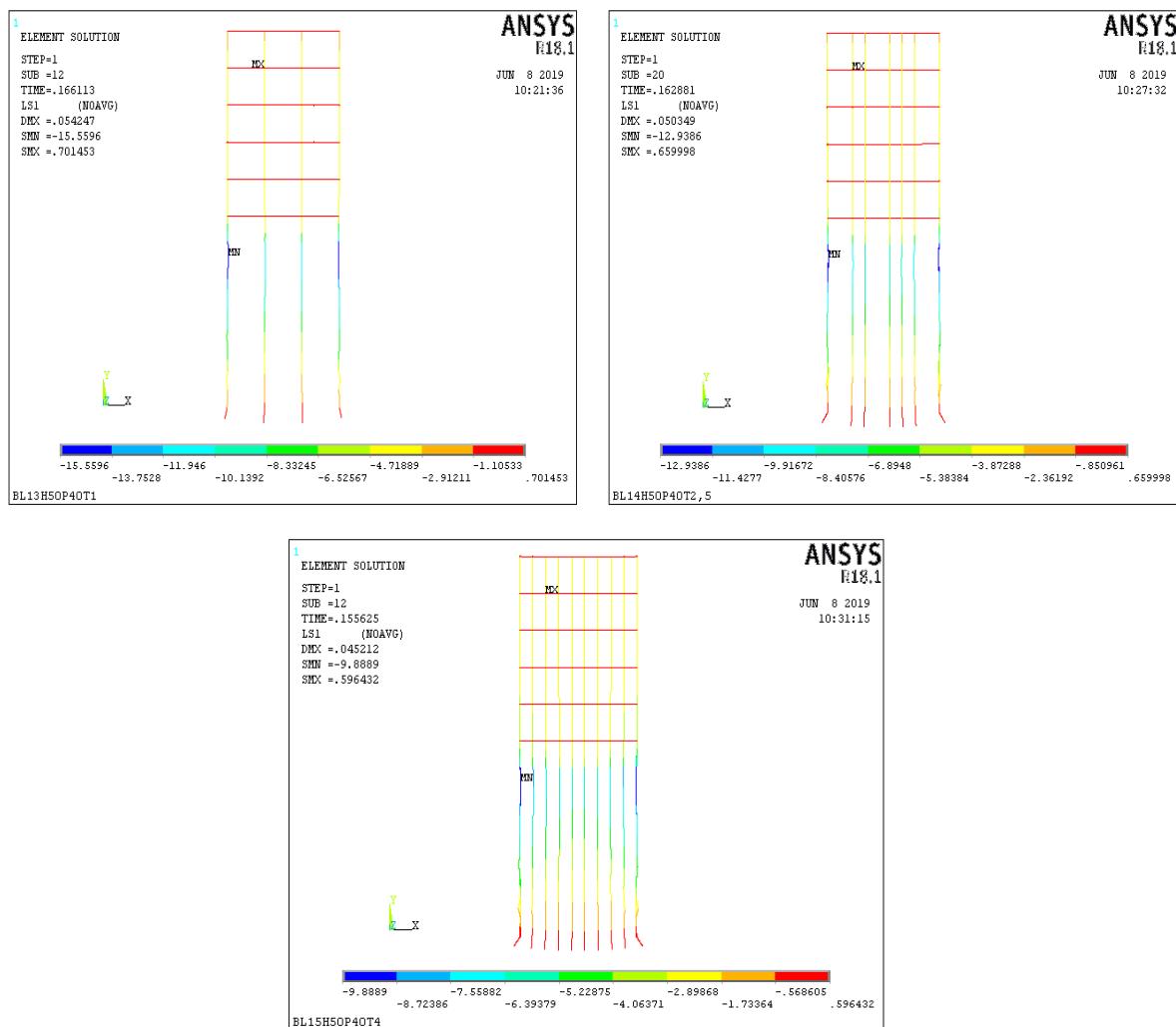
Figura 41 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL10 à BL12 (Valores em kN/cm^2)





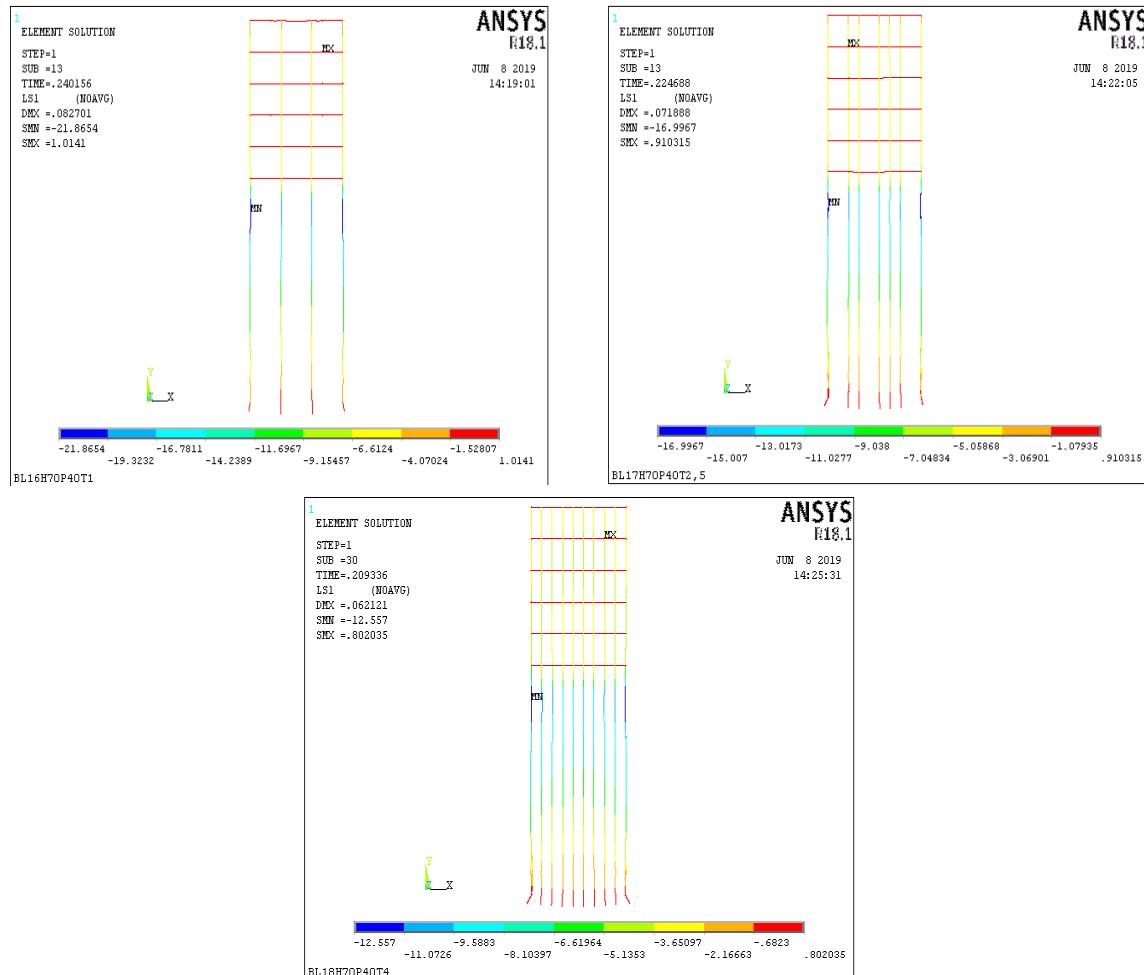
Fonte: Autor (2019)

Figura 42 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL13 à BL15 (Valores em kN/cm²)



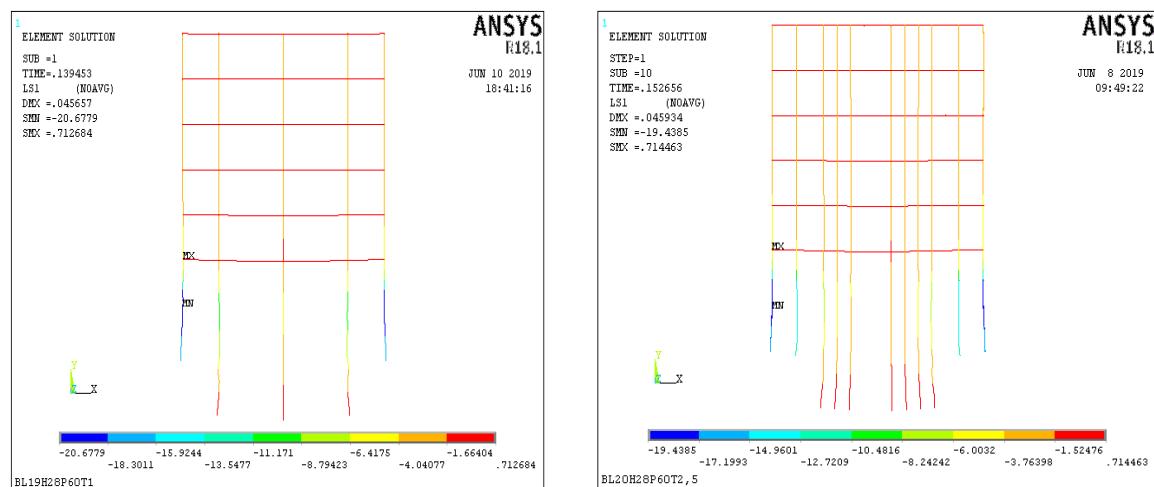
Fonte: Autor (2019)

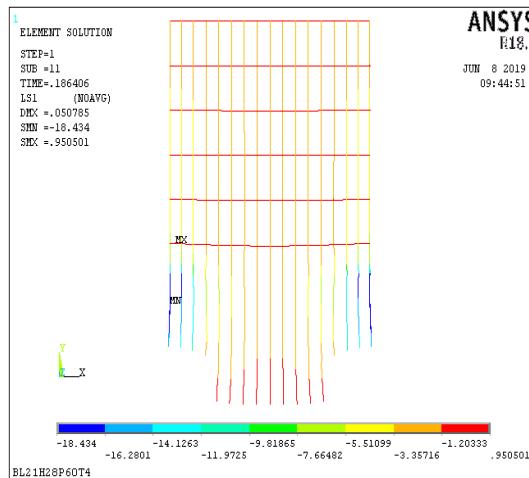
Figura 43 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL16 à BL18 (Valores em kN/cm²)



Fonte: Autor (2019)

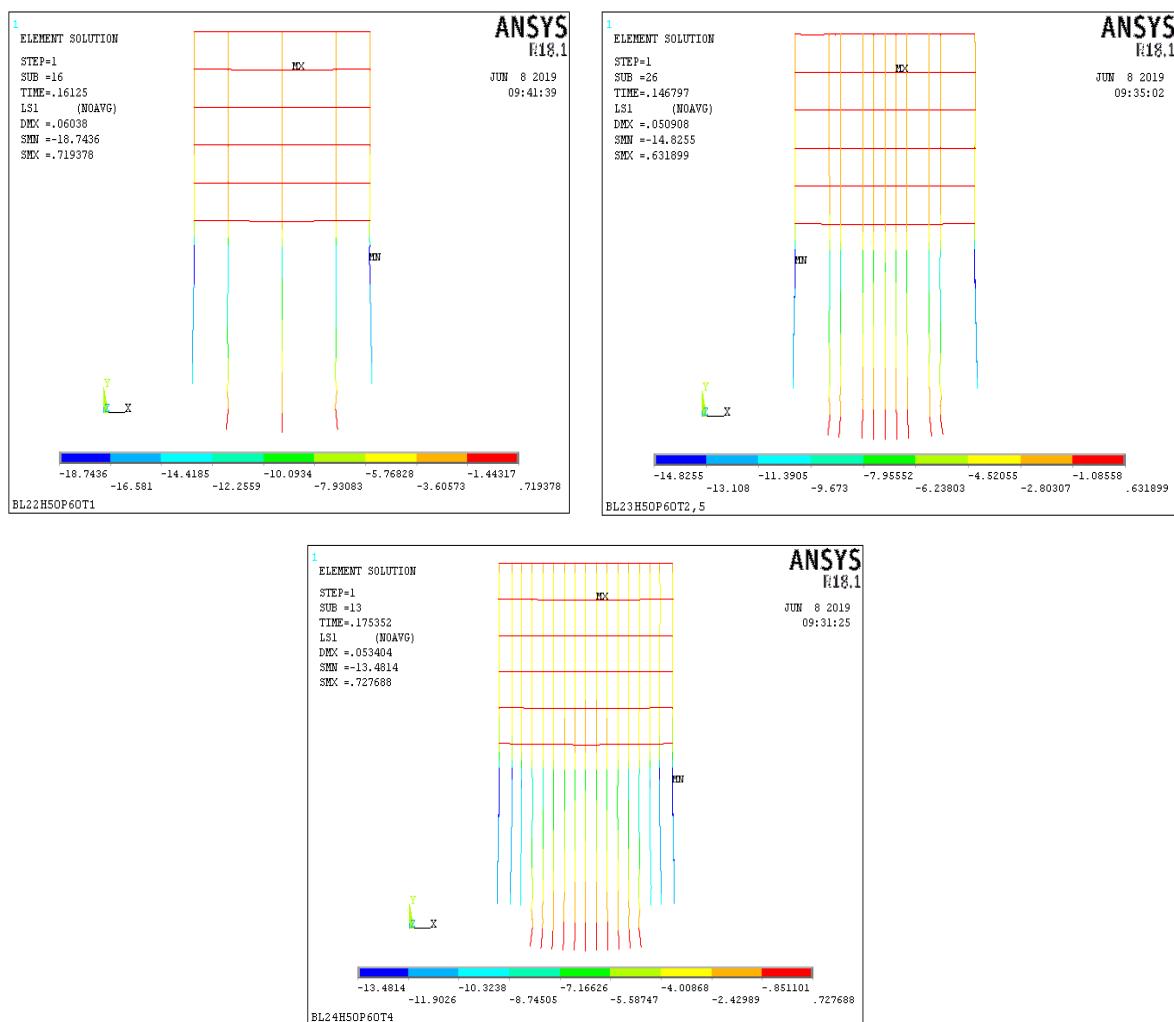
Figura 44 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL19 à BL21 (Valores em kN/cm²)





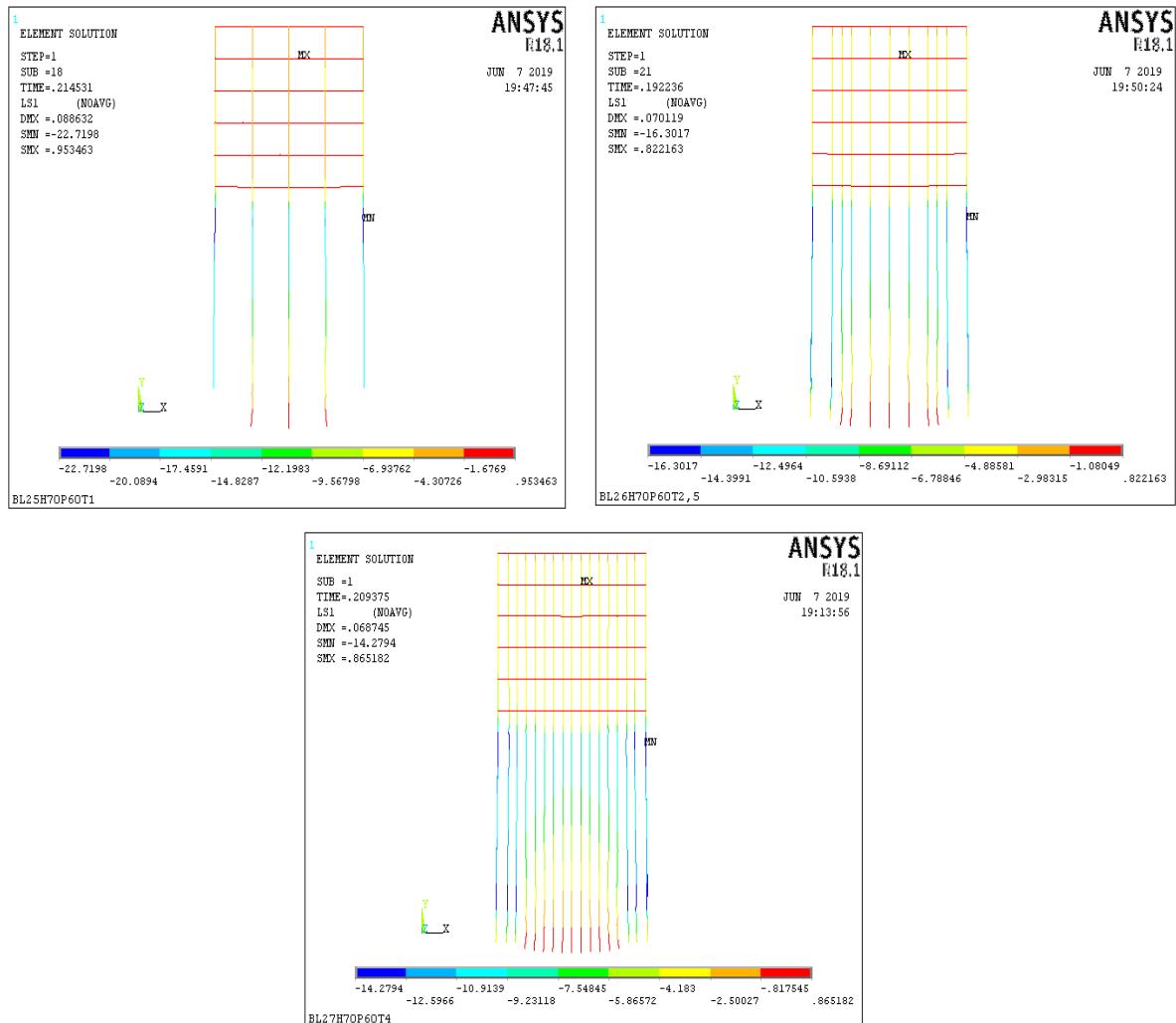
Fonte: Autor (2019)

Figura 45 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL22 à BL24 (Valores em kN/cm^2)



Fonte: Autor (2019)

Figura 46 – Tensão na armadura longitudinal do pilar para modelos BL25 à BL27 (Valores em kN/cm²)



Fonte: Autor (2019)

Munhoz (2014) e Randi (2017) pesquisaram sobre o comprimento de ancoragem dos pilares nos blocos e concluíram, de forma semelhante ao que foi mostrado anteriormente, que as tensões foram praticamente constantes em regiões abaixo do nó superior dos blocos. Isso ocorre devido à formação das bielas de compressão que se iniciam na região nodal superior, onde as tensões de compressão nessa região colaboram para uma ação confinante entre concreto e aço, aumentando a aderência entre os materiais e, consequentemente, dissipando as tensões nas armaduras mais rapidamente.

O fenômeno da aderência envolve dois aspectos: o mecanismo de transferência de força da barra de aço para o concreto que a envolve e a capacidade do concreto resistir às tensões

oriundas dessa força. O comprimento de ancoragem é calculado admitindo-se que a tensão de aderência seja constante, o que não corresponde à realidade, pois a aderência está ligada a três parcelas: por adesão, por atrito e mecânica.

Fez-se uma estimativa da resistência de aderência, partindo dos comprimentos de ancoragem adotados, conforme ilustrado na Tabela 16. Percebeu-se que o aumento dos comprimentos de ancoragem resultou em tensões de aderência maiores, justificando as tensões reduzidas no decorrer da altura dos blocos e assim, respalda-se a possibilidade de redução dos comprimentos de ancoragem.

Tabela 16 – Tensões de aderência

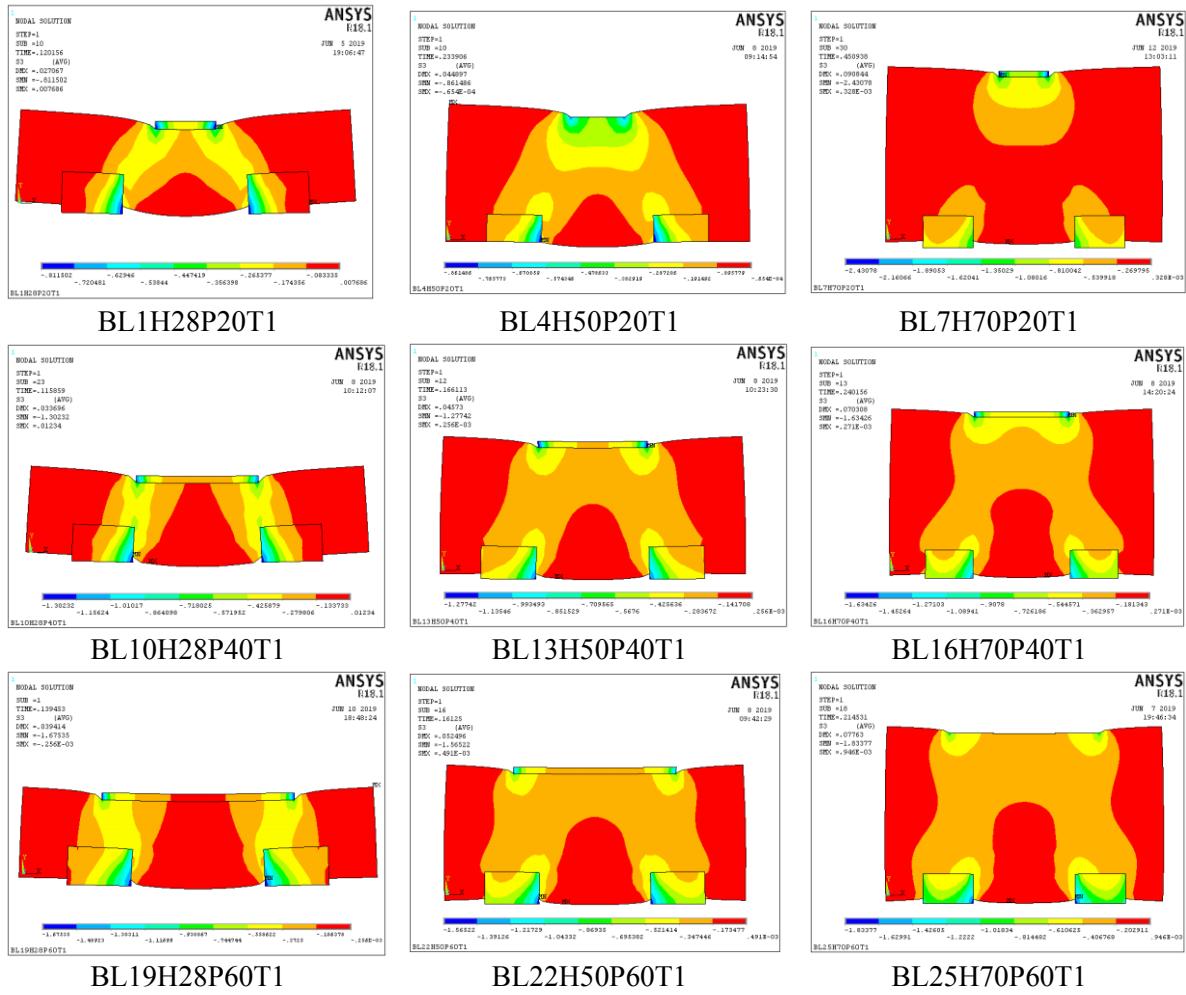
Tensões de aderência (kN/cm ²)	$L_b = 3,0 \text{ cm}$	$L_b = 25,0 \text{ cm}$	$L_b = 47,0 \text{ cm}$	$L_b = 67,0 \text{ cm}$
	3,34	27,84	52,34	74,61

Fonte: Autor (2019)

5.1.4 Tensões principais e tensões na armadura do tirante

Para análise das tensões principais de compressão, utilizaram-se gráficos de cores retirados do programa computacional, colocando-os lado a lado para comparação das bielas de acordo com o parâmetro analisado. Na horizontal, compararam-se os modelos com variação de altura dos blocos, e na vertical, os modelos com variação da seção transversal dos pilares, conforme mostrado na Figura 47. Ressalta-se que, para analogia das bielas, representaram-se apenas modelos com a mesma taxa de armadura dos pilares, pois a variação da taxa de armadura dos pilares não foi notória para essa análise. As figuras das bielas de compressão de todos os modelos deste trabalho estão exibidas no Apêndice A.

Figura 45 – Tensões principais de compressão nos modelos BL1, BL4, BL7, BL10, BL13, BL16, BL19, BL22 e BL25 (Valores em kN/cm²)



Fonte: Autor (2019)

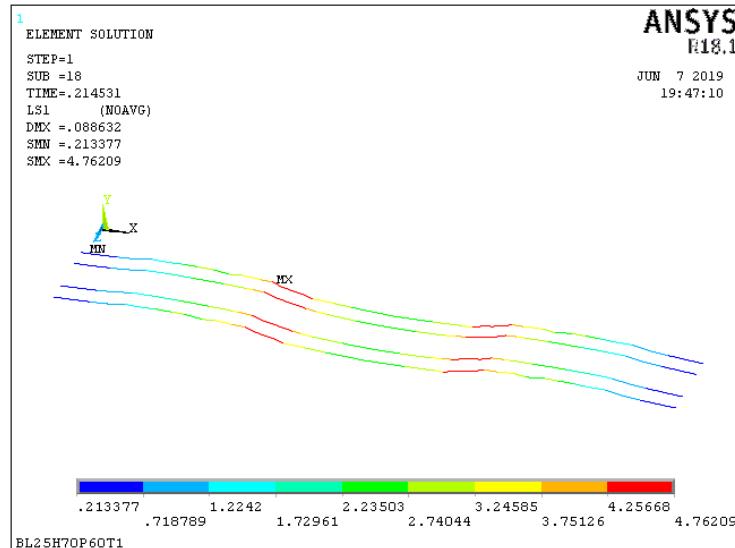
Percebeu-se pelas imagens, a formação das bielas partindo do pilar até atingir as estacas, exibindo-se as maiores tensões nas regiões nodais. Além disso, observou-se que nos blocos com alturas menores houve uma maior concentração de tensões ao longo da biela, devido à menor rigidez do bloco. Ademais, existiu uma inclinação característica das bielas para cada situação, seja devido à altura do bloco, seja pelo alongamento da seção dos pilares.

Outro fato perceptível foi o aumento das tensões nas regiões nodais, especificamente nas faces interiores das estacas e nas faces externas do pilar, o que também foi notado nas pesquisas de Randi (2017). Assim sendo, a ruptura dos blocos ocorreu por esmagamento do concreto nas regiões nodais, o que também foi constatado em diversos estudos anteriores, entre eles de Blérot e Frémy (1967), Delalibera (2006) e Buttignol (2011).

A armadura do tirante não chegou a escoar e se optou por mostrar apenas uma imagem das tensões na armadura do tirante como exemplo (Figura 46). As demais ilustrações foram colocadas no Apêndice A. Na Figura 46 perceberam-se tensões maiores na região da barra que coincide com a parte interna da estaca e valores menores nas extremidades da armadura, onde se aproximam de zero.

Delalibera (2006) concluiu que não houve necessidade de dobras para ancoragem das barras do tirante em seus modelos, embora Munhoz (2014) advertiu para se manter as dobras em pilares com seções alongadas. De acordo com os modelos definidos neste estudo, percebeu-se que nos pilares alongados existiram valores pequenos de tensões que se estenderam para além das estacas. Dessa forma, para as situações analisadas não há necessidade de dobras na armadura do tirante, entretanto, para afirmações acerca do assunto são necessários estudos experimentais e que envolvem uma análise mais aprofundada da influência da variação das seções dos pilares nos blocos.

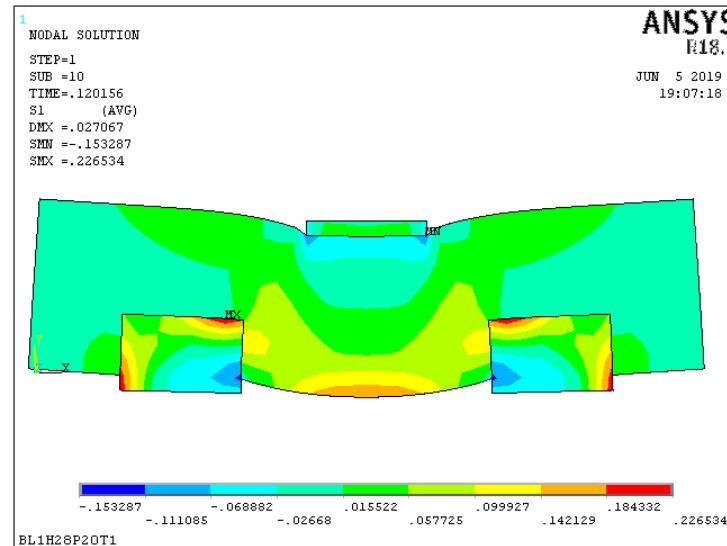
Figura 46 – Tensões na armadura do tirante do modelo BL25H70P60T1



Fonte: Autor (2019)

Consideraram-se também para análise as tensões principais de tração, as quais apresentaram comportamento semelhante na maioria das situações e por isso, selecionou-se apenas uma imagem para exemplificar o caso (Figura 47). Observou-se que, em geral, as tensões de tração foram maiores na parte inferior do bloco e na face das estacas, em concordância com o Modelo de Bielas e Tirantes.

Figura 47 – Tensões principais de tração do modelo BL1H28P20T1



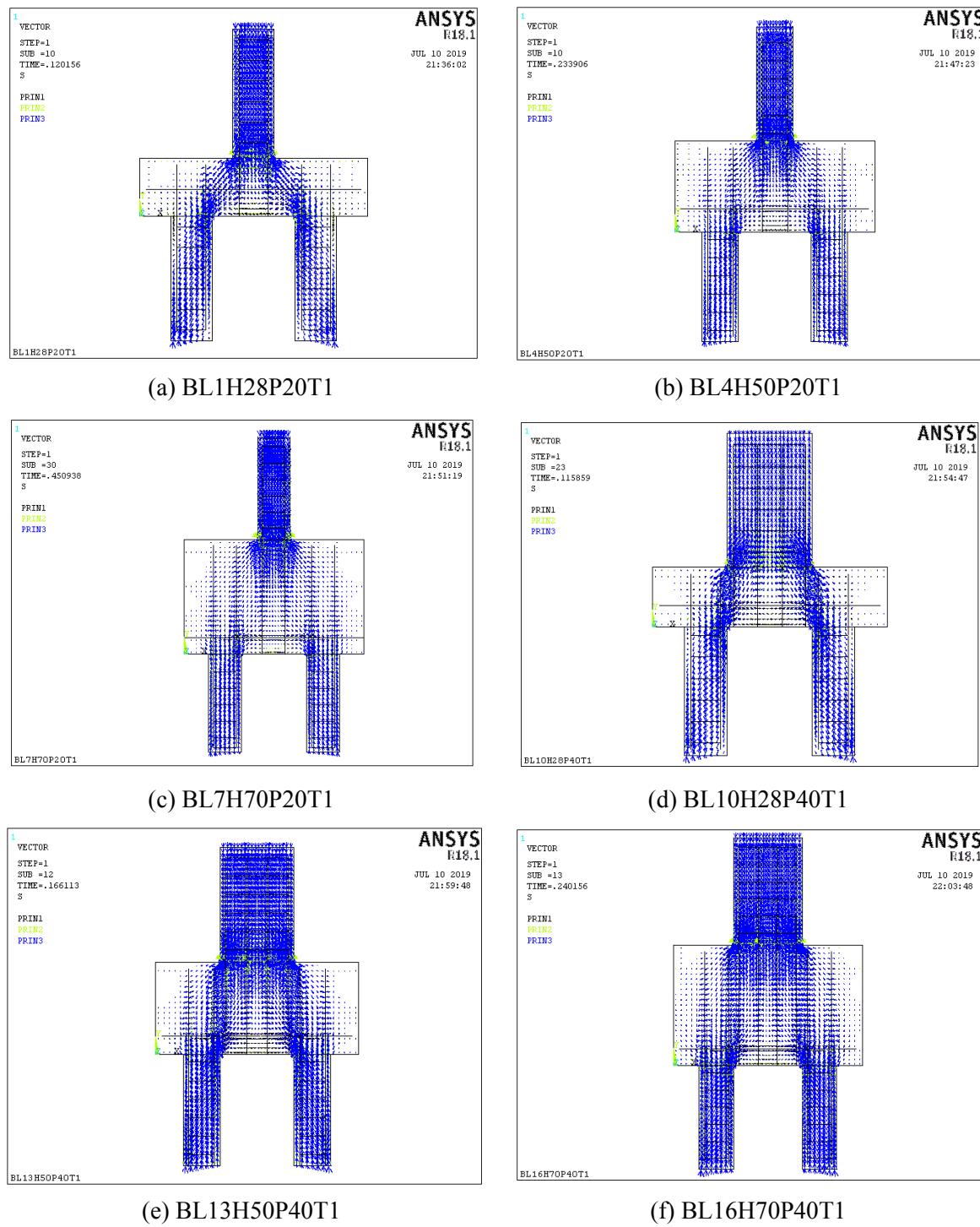
Fonte: Autor (2019)

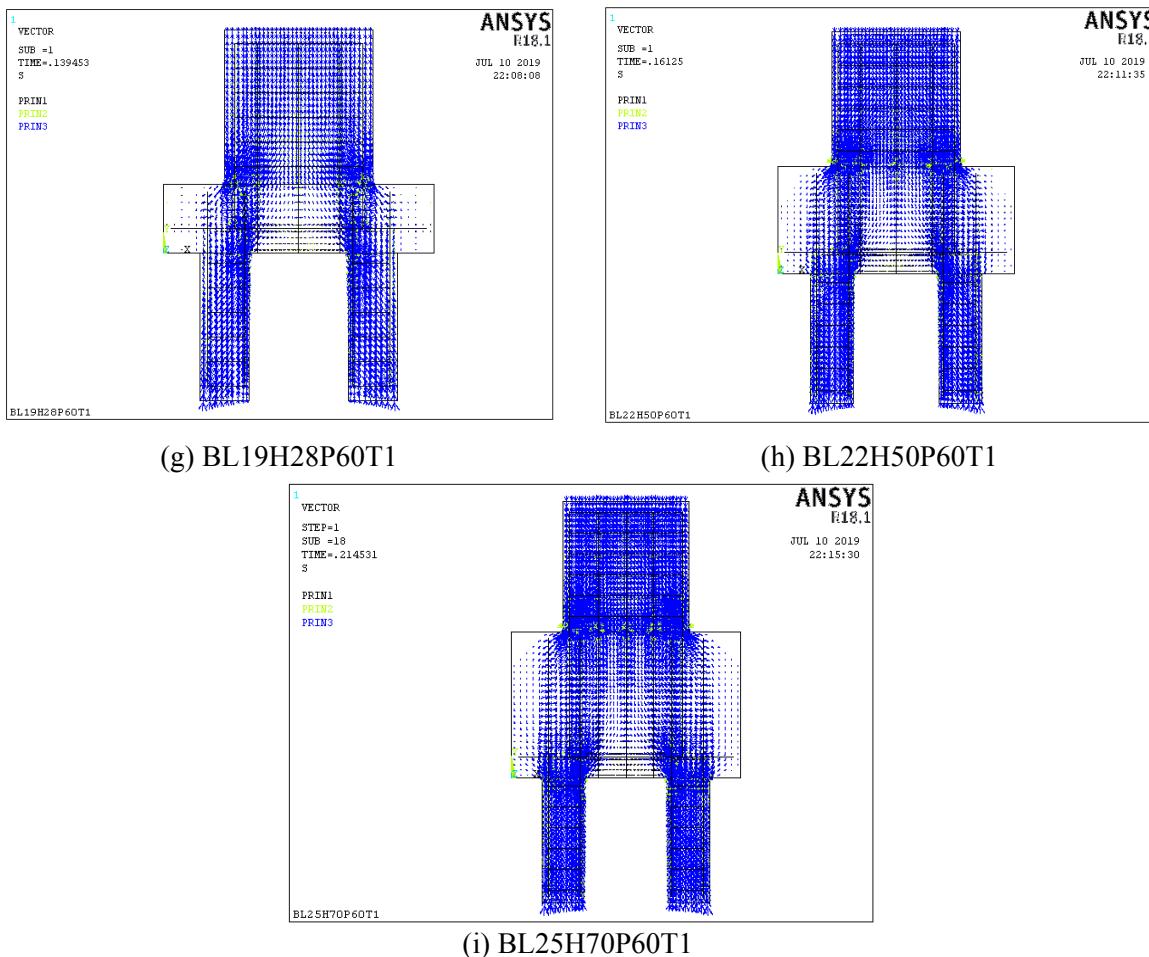
5.1.5 Trajetória das tensões principais

O programa computacional ANSYS também permitiu a análise da distribuição das tensões, onde se percebeu o fluxo das tensões partindo do pilar até alcançar as estacas. Notou-se a formação das bielas de compressão, onde se encontraram a maior parte dos vetores e ficou visível que o bloco também deve resistir aos esforços que dissipam durante a distribuição dos carregamentos.

Além disso, como mostrado anteriormente nas imagens de tensões de compressão, ficou perceptível também na distribuição das tensões que há uma inclinação própria das bielas conforme a variação da seção dos pilares e da altura dos blocos. A variação da taxa de armadura dos pilares não apresentou diferenças significativas para análise desse parâmetro. Observam-se na Figura 48 as trajetórias das tensões para os modelos definidos nesse trabalho.

Figura 48 – Trajetória das tensões nos modelos BL1, BL4, BL7, BL10, BL13, BL16, BL19, BL22 e BL25





Fonte: Autor (2019)

5.1.6 Tensões nodais

Como visto anteriormente, as regiões nodais apresentam os valores de tensões mais críticos e as normas recomendam dimensionar os blocos sobre estacas supondo valores para esses pontos. Diante disso, fez-se uma comparação dos valores das tensões teóricas com as numéricas. Nas Tabelas 17 e 18 apresentam-se os valores obtidos de tensões nas zonas nodais superiores e inferiores e a relação das tensões teóricas e numéricas.

Pela NBR 6118 (ABNT, 2014) os valores de tensões são iguais para zona nodal superior e inferior e são menores que os valores calculados pelas equações de Blérot e Frémy (1967). Dessa forma, quando se compara a tensão numérica e a obtida pela norma, têm-se valores mais próximos que os encontrados na analogia da tensão numérica com a obtida pelas fórmulas de Blérot e Frémy (1967).

Tabela 17 – Valores das tensões teóricas (Unidades: kN/cm²)

α_{v2}	0,92
f_{ck}	2,0
$\sigma_{NBR6118}$	1,56
$\sigma_{zn,i}$ - Blévot	2,00
$\sigma_{zn,s}$ - Blévot	2,80

Fonte: Autor (2019)

Tabela 18 – Valores das tensões

Modelo	$\sigma_{num,zn,s}$	$\sigma_{num,zn,i}$	$\sigma_{num,zn,s} / \sigma_{NBR6118}$	$\sigma_{num,zn,i} / \sigma_{NBR6118}$	$\sigma_{num,zn,s} / \sigma_{zn,s, Blévot}$	$\sigma_{num,zn,i} / \sigma_{zn,i, Blévot}$
BL1H28P20T1	0,48	0,24	0,31	0,15	0,17	0,12
BL2H28P20T2,5	0,46	0,23	0,29	0,15	0,16	0,12
BL3H28P20T4	0,46	0,23	0,29	0,15	0,16	0,12
BL4H50P20T1	0,94	0,47	0,60	0,30	0,33	0,23
BL5H50P20T2,5	0,87	0,44	0,56	0,28	0,31	0,22
BL6H50P20T4	0,82	0,41	0,52	0,26	0,29	0,21
BL7H70P20T1	1,27	0,64	0,81	0,41	0,45	0,32
BL8H70P20T2,5	1,53	0,76	0,98	0,49	0,55	0,38
BL9H70P20T4	1,20	0,60	0,76	0,38	0,43	0,30
BL10H28P40T1	0,46	0,46	0,30	0,30	0,17	0,23
BL11H28P40T2,5	0,47	0,47	0,30	0,30	0,17	0,23
BL12H28P40T4	0,44	0,44	0,28	0,28	0,16	0,22
BL13H50P40T1	0,66	0,66	0,42	0,42	0,24	0,33
BL14H50P40T2,5	0,65	0,65	0,42	0,42	0,23	0,33
BL15H50P40T4	0,62	0,62	0,40	0,40	0,22	0,31
BL16H70P40T1	0,96	0,96	0,61	0,61	0,34	0,48
BL17H70P40T2,5	0,90	0,90	0,57	0,57	0,32	0,45
BL18H70P40T4	0,84	0,84	0,54	0,54	0,30	0,42
BL19H28P60T1	0,49	0,74	0,31	0,47	0,18	0,37
BL20H28P60T2,5	0,61	0,92	0,39	0,59	0,22	0,46
BL21H28P60T4	0,75	1,12	0,48	0,72	0,27	0,56
BL22H50P60T1	0,65	0,97	0,41	0,62	0,23	0,48
BL23H50P60T2,5	0,59	0,88	0,38	0,56	0,21	0,44
BL24H50P60T4	0,70	1,05	0,45	0,67	0,25	0,53
BL25H70P60T1	0,86	1,29	0,55	0,82	0,31	0,64
BL26H70P60T2,5	0,77	1,15	0,49	0,74	0,27	0,58
BL27H70P60T4	0,84	1,26	0,54	0,80	0,30	0,63

Fonte: Autor (2019)

CAPÍTULO 6

CONCLUSÃO

O objetivo principal dessa pesquisa foi verificar a importância dos parâmetros analisados para o comportamento estrutural dos blocos e a influência em sua capacidade portante. Definiram-se para análise os fatores: variação da seção transversal do pilar, variação da taxa de armadura do pilar e variação da altura dos blocos. Foram dimensionados vinte e sete modelos com base na NBR 6118 (ABNT, 2014) e nos estudos de Blérot e Frémy (1967).

Os modelos foram simulados numericamente com uso do programa computacional ANSYS e adotado como referência para entrada de dados no software, o processamento do modelo experimental de Munhoz (2014). Dessa forma, a ferramenta computacional permitiu a análise de diversos resultados e, além disso, também foi feita uma análise de variância para verificação da significância dos parâmetros considerados.

Comprovou-se pelo teste de normalidade que os dados apresentaram distribuição normal, sendo coerente a aplicação da análise estatística Anova. Tal análise foi feita a partir das variações dos parâmetros considerados e com a força última de cada modelo, concluindo que a influência da força última foi preponderante pela variação da seção transversal dos pilares e, posteriormente, pela altura dos blocos. O fator variação da taxa de armadura dos pilares não foi expressivo, mas a combinação do fator taxa de armadura dos pilares e seção transversal dos pilares apresentou-se como a terceira medida mais significativa.

Fizeram-se os gráficos de força versus deslocamento, onde se concluiu que o aumento da seção transversal dos pilares e da altura dos blocos resultou em forças e deslocamentos superiores, ou seja, houve acréscimo na capacidade portante dos blocos. Também se compararam as forças últimas numéricas às forças teóricas calculadas pela NBR 6118

(ABNT, 2014) e por Blévot e Frémy (1967). Em geral, os valores numéricos foram menores que os calculados analiticamente, resultando em uma aproximação razoável e em valores encontrados pela norma conservadores.

Outra análise relevante foi das tensões atuantes na armadura longitudinal dos pilares, onde se percebeu a redução das tensões ao longo da barra e da altura do bloco. Observou-se que as barras de extremidade, próximas às bielas de compressão, apresentaram valores maiores de tensões que nas armaduras internas.

A formação das bielas de compressão permitiu um melhor confinamento da armadura longitudinal do pilar, havendo maior resistência de aderência e assim, dissipação das tensões mais rapidamente. Por isso, há possibilidade de se reduzir os comprimentos de ancoragem como já foi citado por Fusco (1995).

Observou-se a formação das bielas de compressão através das imagens das tensões principais retiradas do software, mostrando a biela partindo do pilar até atingir as estacas. Constataram-se as tensões críticas nas regiões nodais superior e inferior. Além disso, verificou-se uma maior concentração de tensões nas bielas nos blocos com alturas menores, devido a menor rigidez desses elementos. Identificaram-se diferentes inclinações das bielas conforme a variação da seção transversal do pilar e/ou com a variação da altura dos blocos, fato que também foi observado na trajetória das tensões.

Concluiu-se que a ruptura dos blocos ocorreu por esmagamento do concreto nas regiões nodais e que o Modelo de Bielas e Tirantes representou de maneira coerente o comportamento estrutural dos blocos. Quanto à armadura do tirante, apresentou tensões maiores nas proximidades com as bielas de compressão e tensões nulas ou próximas à zero nas extremidades da barra, constatando que não houve necessidade de imposição de dobras de ancoragem para os modelos analisados.

Como mencionado, as zonas nodais são as regiões que apresentam as maiores tensões nos blocos. As tensões nodais pela NBR 6118 (ABNT, 2014) são iguais para zona nodal inferior e superior. Calcularam-se as tensões nessas regiões, obtendo-se os valores teóricos e numéricos para comparação. Observou-se que as tensões calculadas pela norma nacional

foram menores que as dimensionadas pelas equações de Blérot e Frémy (1967) e por isso, apresentaram resultados mais próximos aos das tensões numéricas.

A seguir são apresentadas algumas sugestões para estudos futuros, a fim de contribuir para pesquisas no âmbito de blocos sobre estacas:

- Desenvolver análises numéricas e experimentais alterando os comprimentos de ancoragem dos pilares;
- Realizar análises em blocos com diferentes números de estacas, podendo-se verificar comprimentos de ancoragem das barras e aplicação do Método de Bielas e Tirantes;
- Pesquisar sobre a influência de outros parâmetros no comportamento estrutural dos blocos e nos fatores adotados nesse trabalho, pode-se analisar outras variáveis;
- Desenvolver método de cálculo e dimensionamento para os casos expostos;
- Utilizar outros softwares na modelagem, como: ABAQUS, ATENA ou DIANA;
- Testar outros modelos constitutivos para a modelagem do concreto armado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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. 1, p. 81-91, Jan-Feb, 1990. <https://doi.org/10.14359/2945>

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models. **ACI Structural Journal**, v. 93, n. 4, p. 437-448, Jul-Ago, 1996. <https://doi.org/10.14359/9703>

ALMEIDA, L.C.; BUTTIGNOL, T.E.T. Concrete compressive characteristic strength analysis of pile caps with three piles. **IBRACON Structures and Materials Journal**. v. 6, n. 1, p. 158-177, Feb, 2013. <https://doi.org/10.1590/S1983-4195201300010009>

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 – Building code requirements for structural concrete (ACI 318) and Commentary (ACI 318R)**. Detroit, USA, 1977.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 – Building code requirements for structural concrete (ACI 318) and Commentary (ACI 318R)**. Detroit, USA, 1983.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R)**. Farmington Hills, USA, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R)**. Farmington Hills, USA, 2014.

ANSYS User's Manual. **Theory Manual**. ANSYS revision 18, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

BARROS, R.; GIONGO, J. S.; OLIVEIRA, D.S. Six pile caps reinforced concrete: numerical simulation and design by the strut and tie method. **IBRACON Structures and Materials Journal**. v. 7, n. 1, p. 1-23, Feb, 2014.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. **Annales d’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**. Paris. v. 20, n. 230, p. 223-295, Fev, 1967.

BUTTIGNOL, T. E. T. **Análise Computacional de Blocos sobre Estacas**. Campinas. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2011.

COMITE EUROPÉEN DU BÉTON. Recommandations Particulières au Calcul et à L'Exécution des Semelles de Fondation. **Bulletin D'Information**. Paris, Fascicule 4, n. 73, p. 27-35, 1970.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. Thomas Telford Services, Ltd., London, 1993.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 2010**. First complete draft, Lausanne, Switzerland, 2010.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Ministerio de Fomento. **EHE: Instrucción española de hormigón armado**. Madrid, 2008.

DELALIBERA, R. G. **Análise teórica e experimental de vigas de concreto armado com armadura de confinamento**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

DELALIBERA, R. G. **Análise experimental e numérica 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.

DELALIBERA, R.G.; GONGO, J.S. Deformations in the strut of two pile caps. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 1, n. 2, p. 121-157, Jun, 2008.

DELALIBERA, R.G.; GONGO, J.S. Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behaviour of two pile caps. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 2, n. 4, p. 306-325, Dec, 2009.

FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. São Paulo: Ed. Pini. 382 p. 1995.

LEOTTI, V. B.; COSTER, R.; RIBOLDI, J. **Normalidade de variáveis: métodos de verificação e comparação de alguns testes não-paramétricos por simulação**. Revista HCPA. Porto Alegre. v. 32, n. 2, p. 227-234, 2012.

LIMA JÚNIOR, H. C. **Avaliação da ductilidade de pilares de concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas**. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

MAREK FILHO, C. A. **Análise do Comportamento de Blocos sobre Quatro Estacas com Cálice Embutido**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MESQUITA, M. L. de; BRANCO, V. T. F. C.; SOARES, J. B. **Utilização dos testes estatísticos de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk para verificação da normalidade para materiais de pavimentação**. Transportes, v. 21, n. 1, p. 59-66, 2013.
<https://doi.org/10.4237/transportes.v21i1.566>

MIGUEL, G. M. **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MINITAB 17 STATISTICAL SOFTWARE (2017). **Minitab, Inc.** Disponível em: <www.minitab.com>. Acesso em: 20 jun. 2019.

MONTGOMERY, D.C. **Introduction Statistical Quality Control**. 6^a ed. Arizona State University: John Wiley & Sons, Inc. 2009.

MONTOYA, P. J.; MESEGUR, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón Armado**. v. 1. 14^a ed. Barcelona: Ed. Gustavo Gilli, 2000.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MUNHOZ, F. S. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

MUNHOZ, F.S. GONGO, J.S. Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis. **IBRACON Structures and Materials Journal**. v. 10, n. 3, p. 760 – 787, Jun, 2017. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000300011>

NORI, V.V.; THARVAL, M.S. Design of pile caps – strut and tie model method. **The Indian Concrete Journal**, v. 81, n. 4, p.13-19, Abr, 2007.

R: A Language and Environment for Statistical Computing. R Core Team. R Foundation for Statistical Computing. Vienna, Austria, 2019. Disponível em: <www.R-project.org>. Acesso em 05 de set. 2019.

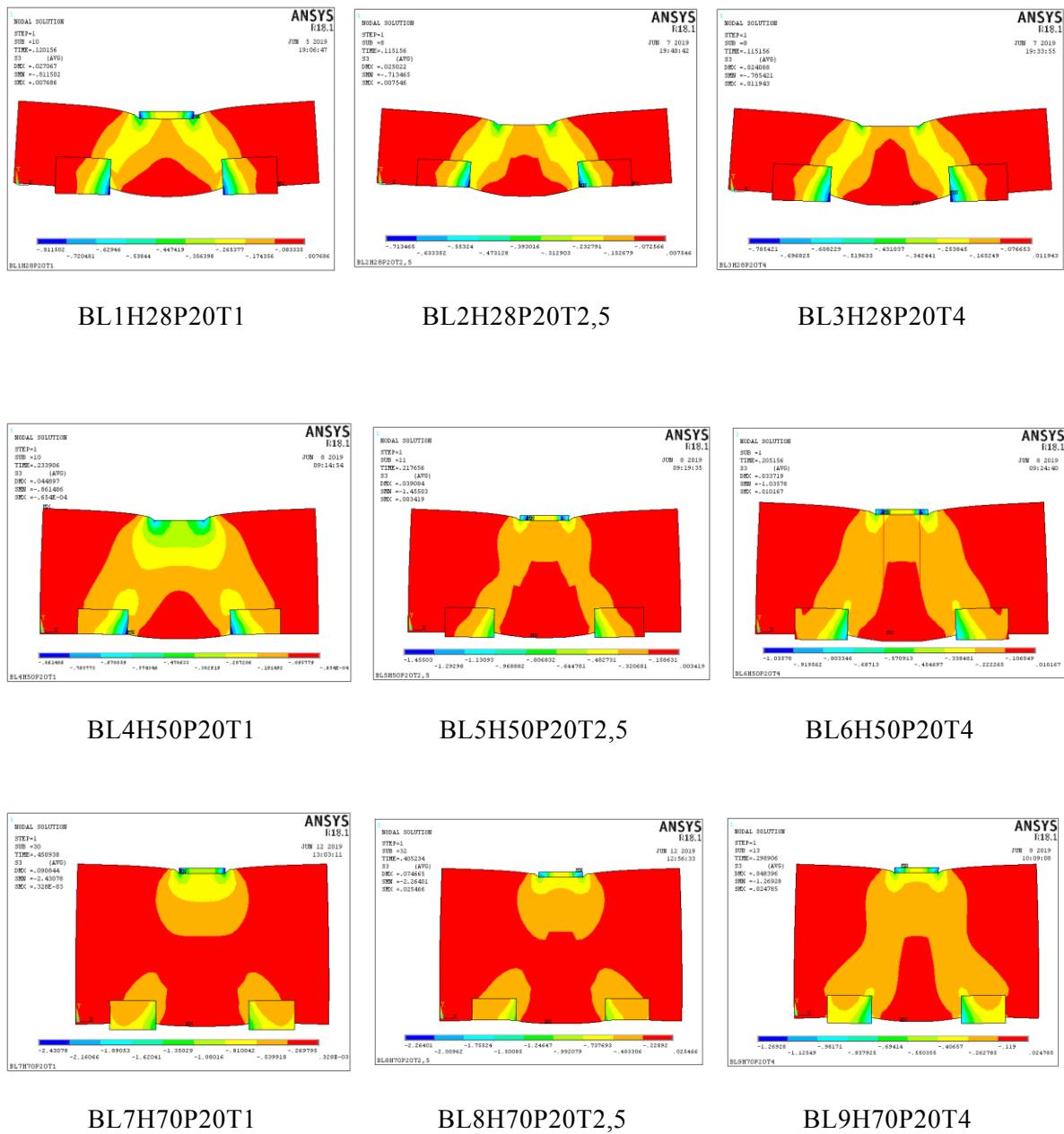
RANDI, R. P. **Influência do comprimento de ancoragem das armaduras do pilar em blocos sobre duas estacas**. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2017.

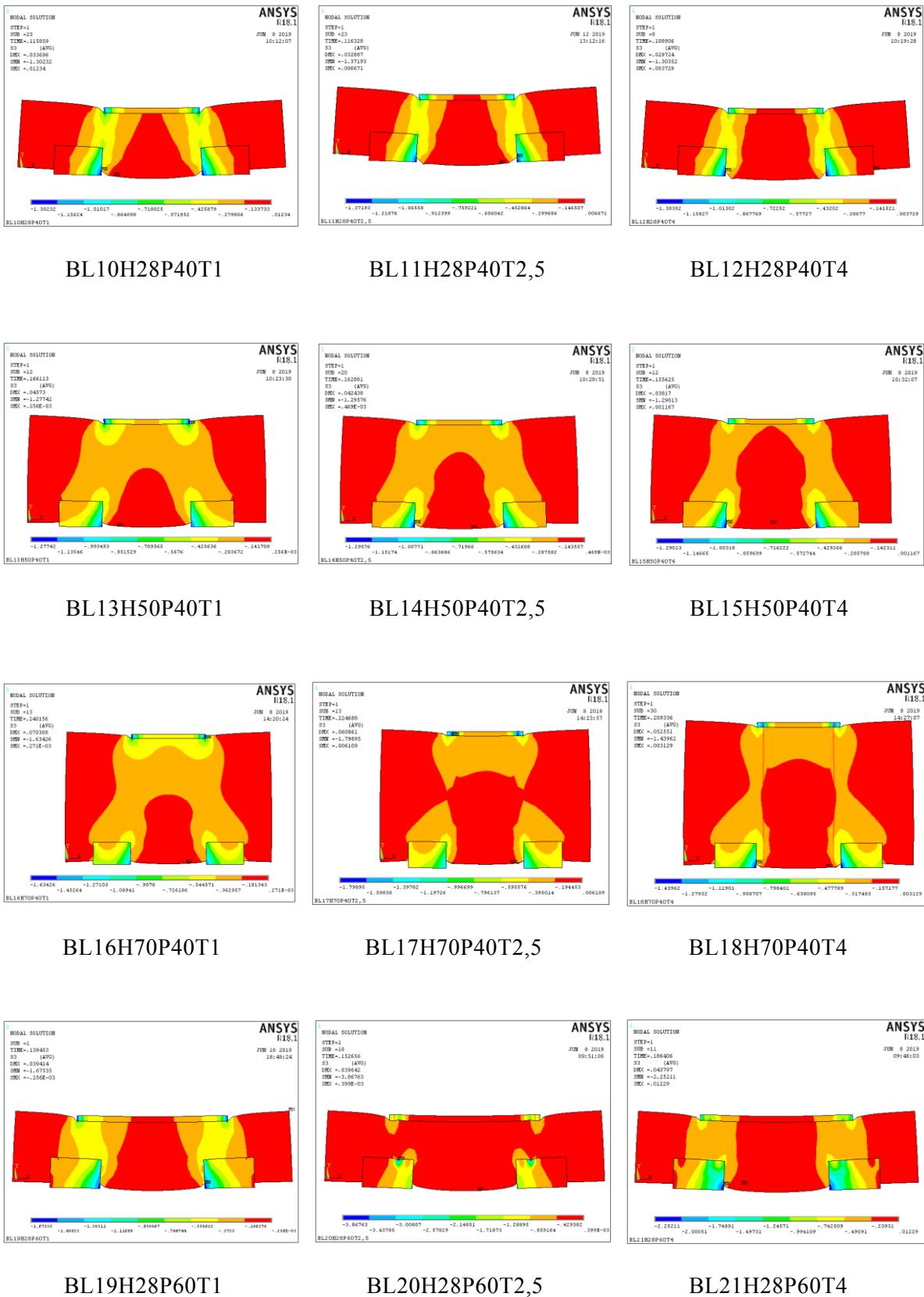
SCHLAICH, J., SCHAFER, K., JENNEWEIN, M. Towards a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**. v.32, n.3, p.74-150, May-June, 1987. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150>

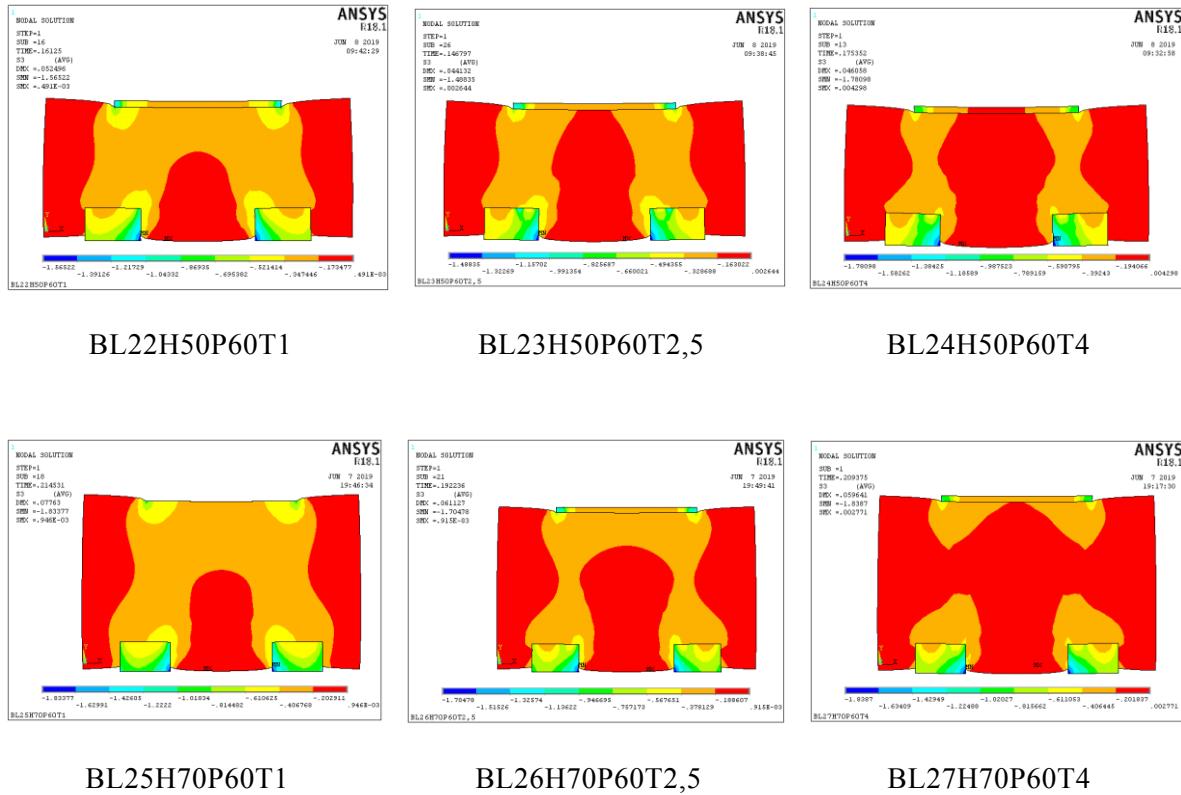
SILVA, R. C. **Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

APÊNDICE A

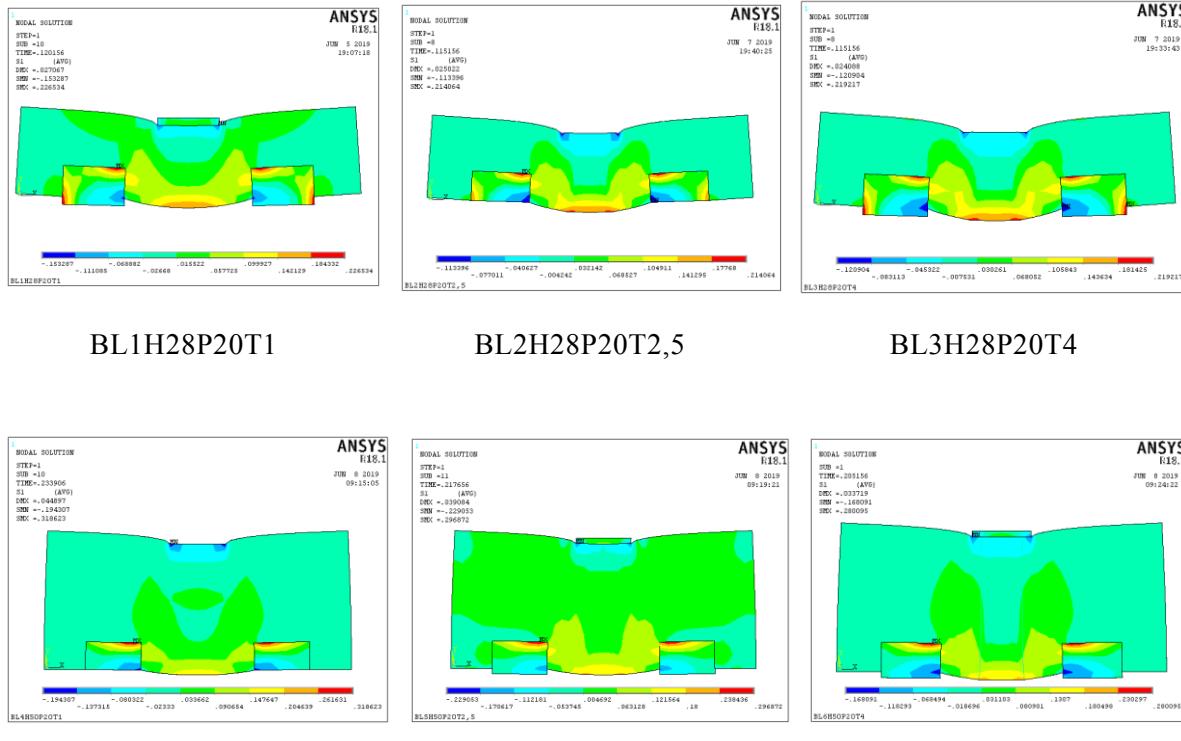
REPRESENTAÇÃO DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO DE TODOS OS MODELOS ANALISADOS

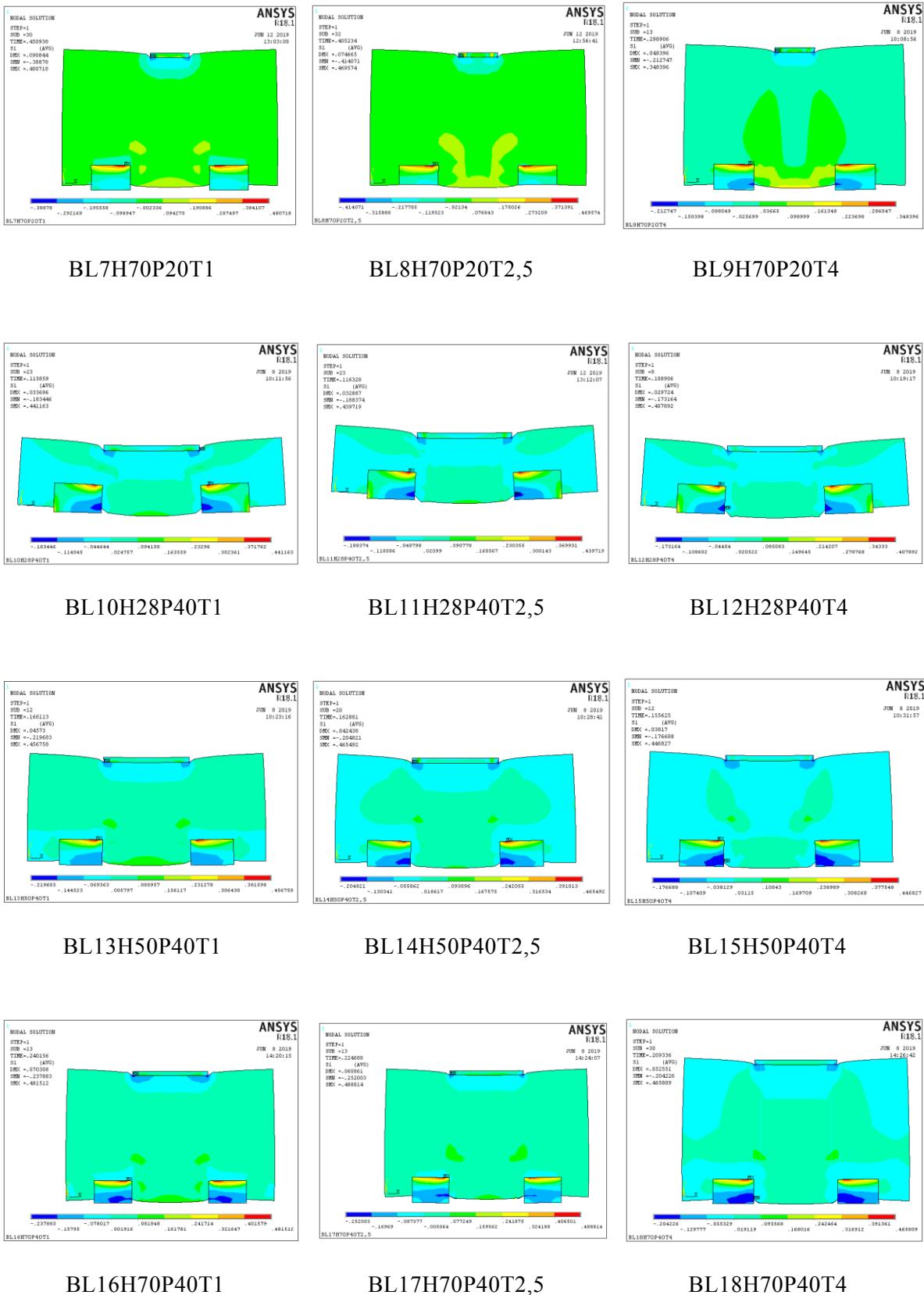


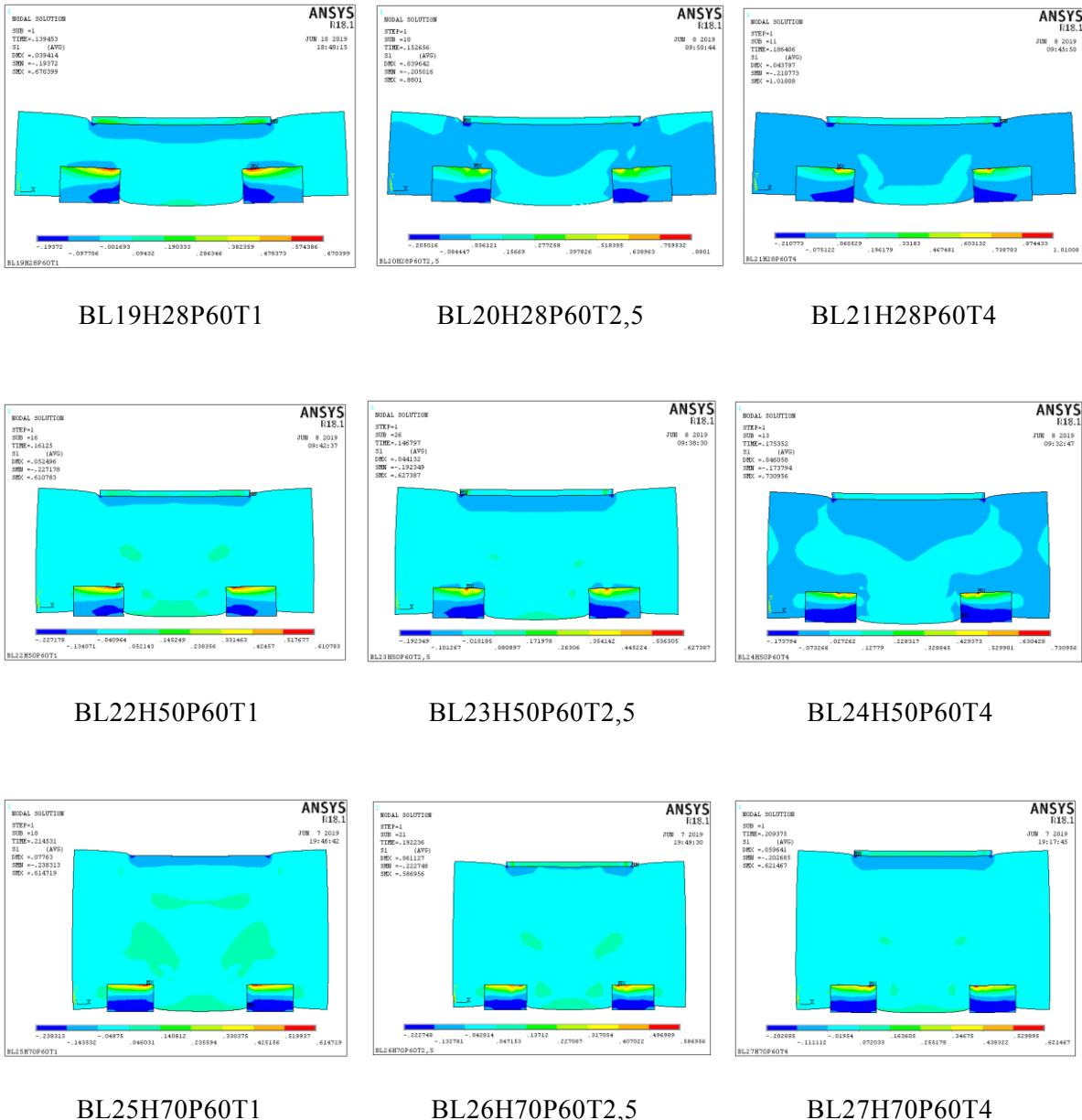




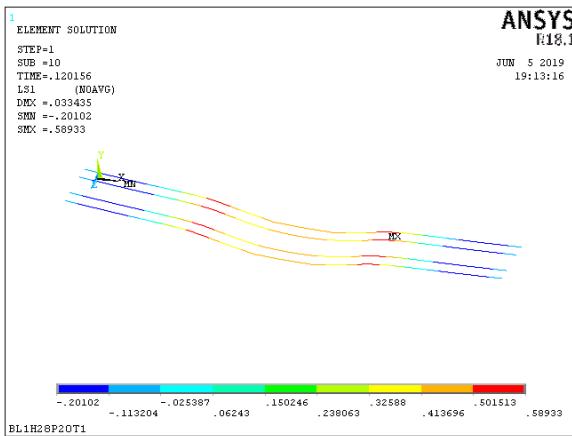
REPRESENTAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO DOS MODELOS



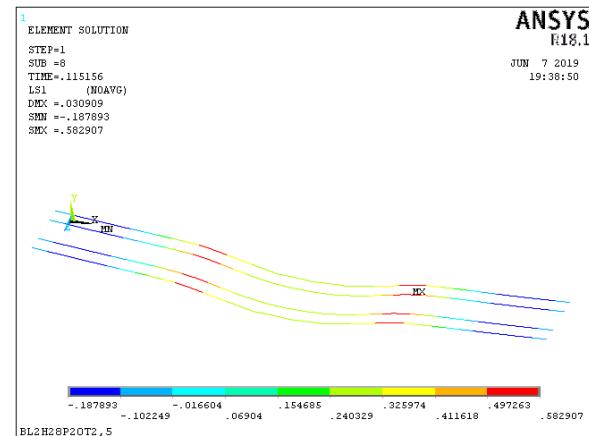




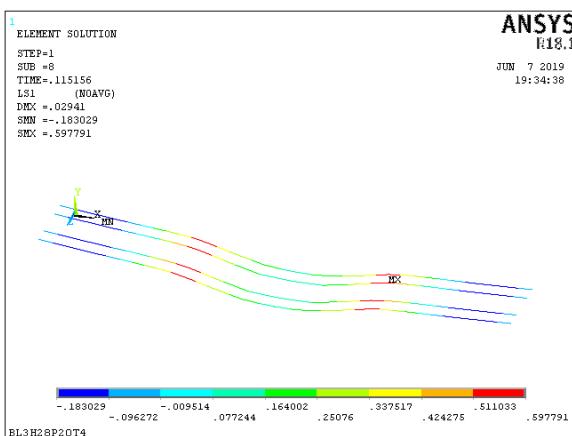
REPRESENTAÇÃO DAS TENSÕES NA ARMADURA DO TIRANTE



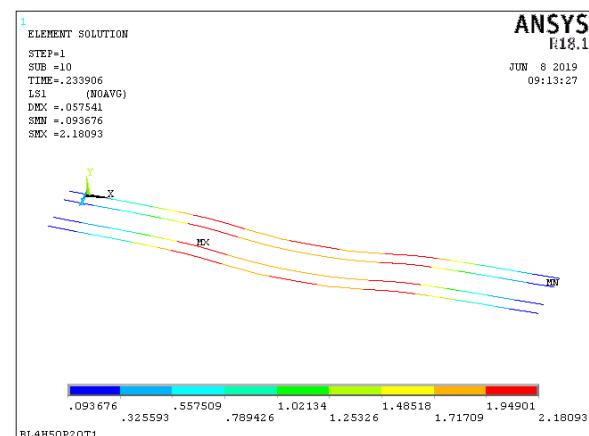
BL1H28P20T1



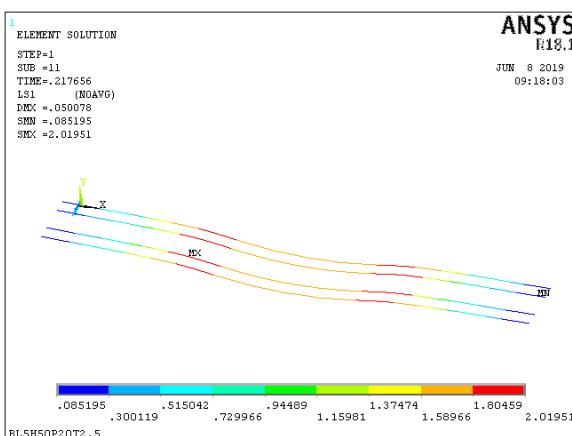
BL1H28P20T2,5



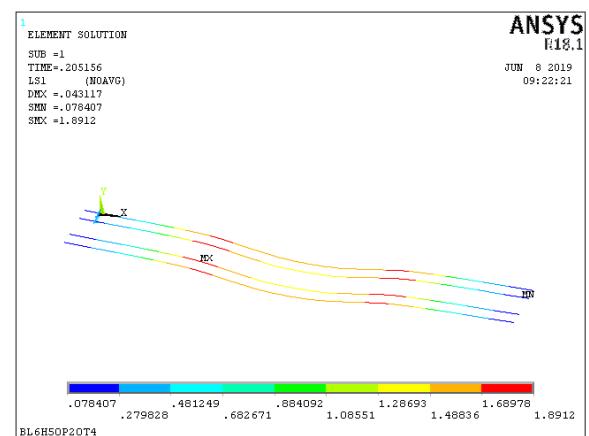
BL3H28P20T4



BL4H50P20T1



BL5H50P20T2,5



BL6H50P20T4

