

Análise numérica de blocos sobre duas estacas metálicas com diferentes tipos de ligação entre estaca e bloco

Vítor Freitas Gonçalves¹; Rodrigo Gustavo Delalibera^{2*}; José Samuel Giongo³

¹Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Campus Santa Mônica, Av. João Naves de Ávila, 2121, Santa Mônica, Bloco 1Y, CEP: 38408-100, Uberlândia, Brasil, vitorfrg@gmail.com.

²Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia – Campus Santa Mônica, Av. João Naves de Ávila, 2121, Santa Mônica, Bloco 1Y, CEP: 38408-100, Uberlândia, Brasil, delalibera@ufu.br.

³Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Av. Trabalhador São-carlense, 400, São Carlos – SP, Brasil, jsgiongo@sc.usp.br.

Numerical analysis of two-pile caps on steel piles with different pile-to-cap connections

Resumo

Perfis metálicos são utilizados em diversas aplicações na construção civil. No entanto, ainda existem dúvidas relacionadas ao comportamento estrutural de blocos de coroamento quando se utilizam estacas metálicas. Neste trabalho foram elaborados 63 modelos computacionais variando-se: o comprimento de embutimento da estaca no bloco; a resistência à compressão do concreto; e o tipo de ligação entre estaca metálica e o bloco. O objetivo foi avaliar e adequar o modelo de bielas e tirantes e analisar diferentes tipos de ligação entre a estaca metálica e bloco. Por meio de uma análise estatística de variância, observou-se que os tipos de ligação estudados não tiveram influência significativa sobre a capacidade portante dos blocos de coroamento.

Palavras-chave: Blocos sobre estacas, análise numérica, estacas metálicas, ligação entre estaca e bloco.

Abstract

Steel profiles are used in several applications in civil construction. However, there are still doubts related to the structural behavior of pile caps when using steel piles. In this work, 63 computational models were elaborated, varying: the length of the pile embedded in the pile cap; the compressive strength of concrete; and the type of connection between the steel pile and the pile cap. The objective was to evaluate and adapt the strut and tie model and to analyze different types of connection between the steel pile and the pile cap. Through a statistical analysis of variance, it was observed that the types of connection studied did not have a significant influence on the bearing capacity of the pile caps.

Keywords: Pile caps, numerical analysis, steel piles, pile-to-cap connection.

* autor correspondente

1 Introdução

Blocos sobre estacas são elementos estruturais volumétricos cuja função é transferir as ações da superestrutura para a infraestrutura. Apesar de serem essenciais para a segurança e durabilidade os blocos geralmente são elementos enterrados e, portanto, não permitem a inspeção visual quando em serviço, assim, é de fundamental importância que se tenha conhecimento do comportamento estrutural deste elemento.

Tradicionalmente, o dimensionamento de blocos sobre estacas é realizado por meio de métodos baseados na teoria de flexão ou por modelos de bielas e tirantes. Segundo Adebar et al. (1990), Nori & Tharval (2007), Ahmad et al. (2009) e Souza et al. (2009), o modelo de bielas e tirantes apresenta resultados satisfatórios para o dimensionamento de blocos sobre estacas que possuem a distância do eixo da estaca até a face do pilar menor ou igual a duas vezes a altura do bloco. Na Figura 1 é apresentado o modelo de bielas e tirantes proposto por Blévot & Frémy (1967). Segundo os autores, o ângulo de inclinação da biela (θ) deve estar entre 45° e 55° . Já a ABNT NBR 6118 (2014) estabelece que esse ângulo deve estar entre $29,69^\circ$ e $63,43^\circ$.

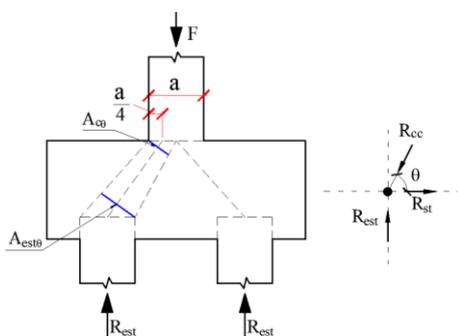


Figura 1 – Modelo de bielas e tirantes proposto por Blévot & Frémy (1967). Adaptado de Blévot & Frémy (1967)

Normas como ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318-19 (2019) e CEB-FIP Model Code (2012) não apresentam um MET específico, ficando a cargo do engenheiro definir o modelo mais adequado. A norma EHE-08 (2011) apresenta MET para casos comuns como de blocos sobre duas, três e quatro estacas. A seleção do MET mais apropriado em cada caso é importante, pois qualquer mudança na geometria da treliça mudará consideravelmente os resultados obtidos.

Dentre os METs existentes podem-se destacar os de Blévot & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991), Fusco (2013) e Meléndez *et al.* (2019). A diferença entre os modelos está na geometria da treliça e nas regiões nodais. Excetua-se o modelo de Meléndez *et*

al. (2019), que considera plasticidade do concreto, compatibilidade de deformações e diferentes modos de falha.

Nos METs um dos principais parâmetros é a máxima tensão admitida nas regiões nodais. Não se tem um consenso sobre qual o valor mais apropriado para tal parâmetro. Na Tabela 1 são apresentadas as tensões nodais máximas recomendadas por diferentes referências para as regiões nodais superior (σ_{ns}) e inferior (σ_{ni}), considerando o caso específico de blocos sobre duas estacas. Nota-se que as tensões nodais máximas estão em função da resistência de cálculo à compressão do concreto (f_{cd}). Na Tabela 1 apresentam-se as tensões máximas sem os coeficientes de minoração das resistências dos materiais e do coeficiente relacionado ao efeito de cargas de longa duração. Tais tensões estão em função da resistência à compressão do concreto (f_c).

Tabela 1 – Tensões nodais máximas recomendadas para blocos sobre duas estacas.

Referência	Limites da literatura		Limites da literatura sem coeficientes*	
	σ_{ns}	σ_{ni}	σ_{ns}	σ_{ni}
Blévoit & Frémy (1967)	$1,4 \cdot f_{cd}$	$1,0 \cdot f_{cd}$	$1,4 \cdot f_c$	$1,0 \cdot f_c$
Schlaich & Schäfer (1991)	$1,1 \cdot f_{cd}$	$0,8 \cdot f_{cd}$	$1,1 \cdot f_c$	$0,8 \cdot f_c$
Fusco (2013)	$0,2 \cdot f_{cd}$	$0,2 \cdot f_{cd}$	$0,2 \cdot f_c$	$0,2 \cdot f_c$
Meléndez <i>et al.</i> (2019)	$1,0 \cdot f_{cp}$	$\frac{f_{cp}}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_{st}}$	$1,0 \cdot f_{cp}$	$\frac{f_{cp}}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_{st}}$
ABNT NBR 6118 (2014)	$0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$	$0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$	$1,0 \cdot f_c$	$0,85 \cdot f_c$
ACI 318-19 (2019)	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,68 \cdot f_{cd}$	$1,0 \cdot f_c$	$0,80 \cdot f_c$
CEB-FIP <i>Model Code</i> 2010	$1,10 \cdot \eta_{fc} \cdot f_{cd}$	$0,75 \cdot \eta_{fc} \cdot f_{cd}$	$1,29 \cdot f_c$	$0,88 \cdot f_c$
EHE-08 (2011)	$1,0 \cdot f_{cd}$	$0,7 \cdot f_{cd}$	$1,18 \cdot f_c$	$0,82 \cdot f_c$

*Foram desconsiderados os coeficientes α_{v2} e η_{fc} ; Os valores normativos foram divididos por 0,85 para se eliminar o efeito de cargas de longa duração. Para concretos com f_c maior do que 20 MPa, $f_{cp} = 0,27 \cdot f_c^{2/3}$.

Muitas pesquisas foram feitas em blocos sobre estacas de concreto. Blévoit & Frémy (1967) ensaiaram 116 blocos, onde verificaram a influência de diferentes arranjos de armadura e propuseram um MET para o cálculo de blocos. Adebar et al. (1990) e Delalibera & Giongo (2008) verificaram a viabilidade do uso de METs no cálculo de blocos sobre estacas e investigaram as dimensões da escora (diagonal comprimida). Sam & Iyer (1995) e Buttignol & Almeida (2012) verificaram resultados com modelagens computacionais de blocos sobre estacas por meio do método dos elementos finitos.

Quanto a blocos sobre estacas metálicas, poucas informações são encontradas na literatura técnica. A ABNT NBR 6122 (1996) sugere que a ligação da estaca com o bloco poderá ser feita utilizando-se um comprimento de embutimento da estaca dentro do

bloco de 20 cm, juntamente com uma armadura helicoidal colocada logo acima da armadura longitudinal (tirante) do bloco junto ao perfil metálico. Já as versões da norma publicadas em 2010 e em 2019, ABNT NBR 6122 (2010) e ABNT NBR 6122 (2019), apenas recomendam que a ligação seja feita por meio de chapas, armadura de fretagem ou barras de aço longitudinais. O manual técnico da empresa Gerdau (2018) aconselha a utilização de armadura helicoidal (estribos) envolvendo o “pescoço” da estaca (parte da estaca abaixo da cota de arrasamento), com barras de aço soldadas na estaca para aumentar a aderência. O mesmo manual recomenda evitar a utilização de chapas soldadas no topo das estacas metálicas devido à dificuldade técnica de execução. Há aqui, portanto, uma divergência entre as duas citações.

O emprego de estacas metálicas proporciona algumas vantagens em relação às estacas de concreto, como: menor intensidade de vibração durante o processo de cravação; alta resistência à flexão e tração; possibilidade de cravação em solos de difícil penetração; e facilidade de corte e emenda. No entanto, mesmo sendo amplamente utilizadas, poucos estudos com foco em blocos sobre estacas metálicas são encontrados.

O *State of Ohio Department of Highways* (1947) ensaiou 47 blocos sobre uma estaca metálica, variando diferentes parâmetros em cada série, e concluiu que a utilização de uma chapa no topo da estaca não aumenta a resistência da ligação. Slutter (1976) ensaiou 2 blocos sobre seis estacas metálicas e verificou que o comprimento de embutimento de 15 cm foi adequado e que as placas metálicas colocadas sobre as estacas não melhoram o comportamento estrutural dos blocos. Tomaz (2018) ensaiou 4 blocos apoiados sobre duas estacas metálicas em perfil W200x150, variando os comprimentos de embutimento das estacas no bloco. Tomaz (2018) concluiu que o comprimento de embutimento mais adequado foi de 10 cm, além de verificar que a utilização de chapa metálica soldada no topo da estaca melhorou a capacidade resistente do bloco. Shama et al. (2002) e Xiao & Chen (2002) estudaram blocos sobre estacas metálicas nos quais a estaca é submetida à tração e/ou força horizontal, de forma a simular uma situação de sismo.

Uma das dúvidas relacionadas ao dimensionamento de blocos sobre estacas metálicas está correlacionada à área da região nodal inferior (região entre o bloco e a “cabeça” da estaca). Se for considerada somente a área da seção transversal do perfil metálico, os

valores de tensão resultantes ficariam elevados. Tomaz (2018) recomenda considerar a área do retângulo envolvente que contém os limites da estaca, como mostrado na Figura 2.

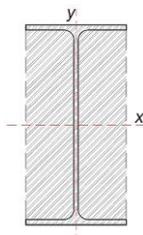


Figura 2 – Área a ser considerada para a verificação da região nodal inferior, Tomaz (2018)

1.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho foi analisar o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas metálicas constituídas de perfil I e avaliar a influência de diferentes tipos de arranjo da ligação entre estaca e bloco, por meio da análise de variância. Pretende-se também analisar os diversos modelos teóricos existentes e os limites para as tensões nodais recomendados pela literatura técnica.

1.2 Justificativa

Este trabalho justificou-se pelo fato de ainda existirem incertezas sobre o comportamento de blocos sobre estacas metálicas, mais especificamente com relação ao melhor arranjo da ligação entre estaca e bloco e como se tratar a região nodal inferior. Fica evidente, portanto, a necessidade de análise destes elementos estruturais, visando-se estabelecer diretrizes de dimensionamento.

2 Análise numérica

2.1 Propriedades dos modelos computacionais

Para esta etapa foram desenvolvidos modelos tridimensionais não-lineares baseados no método dos elementos finitos, sendo utilizado o programa de computador ANSYS®.

Modelou-se um bloco sobre duas estacas metálicas ensaiado experimentalmente por Tomaz (2018), que serviu de referência para validar o modelo computacional.

De acordo com Tomaz (2018), o bloco foi dimensionado segundo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) e do modelo de Blévoit & Frémy (1967), com ângulo entre a escora e o plano horizontal igual a 45°. O bloco foi construído somente com armadura

principal de tração, constituída de 4 barras de 20 mm de diâmetro, concentradas acima das estacas, com espaçamento entre barras igual a 20 mm. O pilar foi armado com 8 barras de 10 mm de diâmetro e estribos de 6,3 mm de diâmetro, espaçados a cada 2,5 cm. As propriedades geométricas do bloco estão mostradas na Tabela 2 e na Figura 3, enquanto as dimensões dos perfis metálicos são mostradas na Figura 4.

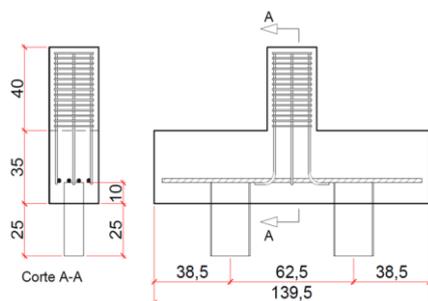


Figura 3 – Propriedades geométricas do bloco ensaiado por Tomaz (2018). Dimensões em cm.

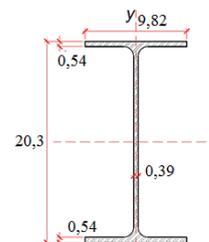


Figura 4 – Dimensões dos perfis metálicos em cm.

Tabela 2 – Propriedades geométricas do bloco.

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

As propriedades mecânicas das barras de aço e do concreto utilizados no espécime ensaiado por Tomaz (2018) estão apresentadas nas Tabelas 3 e 4.

A geometria e a malha do modelo foram criadas no programa de computador AutoCad® e exportadas para o programa computacional ANSYS® por meio de extensão do tipo IGES. Na Figura 5 é mostrada a malha utilizada no modelo. Em função das discontinuidades geométricas, a malha hexaédrica apresentou dimensões variáveis, com elementos de 2,5 cm de lado, em média.

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

Para a modelagem discreta das barras de aço foi utilizado o elemento finito *Link 180*. Este tipo de modelagem atribui a rigidez do aço aos nós do concreto, na direção em que

a armadura foi discretizada, o que não permite o deslizamento entre concreto e o aço e, portanto, não simula o fenômeno de aderência entre os dois materiais. Para a consideração da plasticidade do aço foi empregado o modelo bilinear isotrópico, considerando o material com comportamento elasto-plástico perfeito. Os parâmetros de entrada para o critério de falha foram: f_y , ϵ_y e E_s ; os quais são mostrados na Tabela 3. Na Figura 6 é mostrada a malha de elementos finitos de barra que compõe a modelagem das barras de aço por meio do elemento *Link 180*.

Tabela 3 – Propriedades mecânicas das barras de aço e das estacas metálicas.

Elemento	f_y (MPa)	ϵ_y (%)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
Barras	596,6	2,70	691,5	211,1
Estacas	345,0	-	-	200,0

f_y : resistência das barras de aço ao escoamento; ϵ_y : deformação de escoamento das barras de aço; f_u : resistência última das barras de aço; E_s : módulo de elasticidade longitudinal dos materiais metálicos.

Tabela 4 – Propriedades mecânicas do concreto.

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

f_c : resistência à compressão do concreto; $f_{ct,sp}$: resistência à tração por compressão diametral do concreto; E_c : módulo de elasticidade longitudinal do concreto.

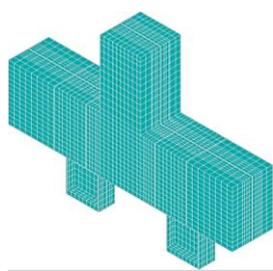


Figura 5 – Vista isométrica da malha de elementos finitos de volume

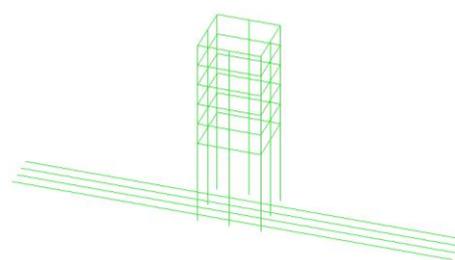


Figura 6 – Vista isométrica da malha de elementos finitos de barra

Para a modelagem das armaduras por meio de taxa volumétrica distribuída atribui-se aos elementos de volume de concreto uma taxa de aço e a direção do material. Parte da rigidez do aço é transferida aos elementos de volume na direção definida. A taxa de aço foi atribuída somente aos elementos de concreto posicionados na faixa que passa imediatamente acima das estacas, de forma que o aço ficasse concentrado na mesma

faixa em que foram posicionados os elementos de barra nos modelos com aço simulado por meio do elemento *Link* 180.

Para a modelagem das estacas metálicas foi utilizado o elemento finito *Solid* 185 e a plasticidade do material foi considerada por meio do modelo bilinear isotrópico, com comportamento elasto-plástico perfeito, sendo que os parâmetros de entrada estão descritos na Tabela 3.

Para a modelagem do material concreto utilizou-se o elemento finito *Solid* 65 e o critério de falha *Concrete*, que é análogo ao critério de Willam-Warnke (1975). Este critério simula a fissuração em três direções ortogonais, esmagamento e fluência e controla a rigidez nos planos fissurados por meio de coeficientes de transferência das tensões de cisalhamento, assim como o ganho de resistência do concreto sob um estado de tensões hidrostático. Os parâmetros de entrada são f_c e $f_{ct,sp}$, mostrados na Tabela 4. O coeficiente de Poisson adotado foi igual a 0,2. Para o material concreto do pilar, o parâmetro módulo de elasticidade foi igual a E_c , também apresentado na Tabela 4.

Verificou-se que, utilizando o módulo de elasticidade do concreto do bloco com valor igual ao obtido experimentalmente por Tomaz (2018), o modelo computacional mostrou-se rígido quando comparado ao modelo experimental. Este comportamento também foi observado nas modelagens computacionais de blocos realizadas por Delalibera (2006) e Buttignol & Almeida (2012). Podem ser citados como principais fatores que contribuíram para a maior rigidez, a complexidade da simulação de elementos tridimensionais, grandes regiões de contato entre elementos com propriedades mecânicas e geométricas diferentes (pilar e bloco, bloco e estacas) e o comportamento do concreto quando fissurado e submetido à estados triaxiais de tensão.

Para solucionar o problema da rigidez do modelo numérico, concebeu-se um procedimento baseado nos estádios de comportamento de concreto armado e nas recomendações de Branson (1977), determinando-se um procedimento para a obtenção de uma rigidez equivalente, considerando-se uma seção transversal homogeneizada, partindo-se dos resultados experimentais de Tomaz (2018).

Tal procedimento consistiu-se em se determinar um módulo de rigidez ($E_{cs} \cdot I_c$) equivalente por meio da idealização do bloco como sendo uma viga bi apoiada de vão igual à distância entre os eixos das estacas. Para tanto, as propriedades geométricas relacionadas ao momento de inércia da seção (I_c) foram mantidas constantes, enquanto o valor do módulo de elasticidade do material concreto foi o parâmetro obtido. Este parâmetro foi chamado de 'módulo de elasticidade corrigido' (E_{cor}) e foi calculado por meio da Eq. 1. Somente o concreto do bloco teve sua rigidez alterada no modelo numérico. Ressalta-se que esse módulo de elasticidade representa a rigidez no bloco, considerando o mesmo fissurado e homogeneizado (corrigindo-se, portanto, a diferença entre os módulos de elasticidade dos materiais aço e concreto).

Na Eq. 1, F é força aplicada no topo do pilar; L é a distância entre os eixos das estacas; δ é o deslocamento no meio do vão do bloco e I_c é o momento de inércia da seção integral do bloco. Foram utilizados os resultados de força e deslocamento obtidos experimentalmente por Tomaz (2018), que conduziram a valores de E_{cor} máximo e mínimo de 1573 MPa e 963 MPa, respectivamente.

$$E_{cor} = (F \cdot L^3) / (48 \cdot \delta \cdot I_c) \quad (1)$$

Para melhorar a convergência do modelo numérico, modelaram-se chapas metálicas com comportamento elástico e linear no topo do pilar (na região onde foi aplicada a força) e na base (ou ponta) das estacas (região onde foram aplicadas as restrições de translações).

O sistema de apoio empregado experimentalmente por Tomaz (2018) buscou alcançar as condições de um apoio fixo por meio de um sistema em três camadas. A estaca metálica foi apoiada acima de uma chapa metálica com espessura de 1 mm colocada sobre uma placa metálica com espessura de 20 mm, sendo ambas colocadas sobre uma camada de elastômero com espessura de 10 mm.

As condições de apoio da modelagem numérica tiveram o intuito de modelar o sistema de apoio empregado por Tomaz (2018). A translação em x , y e z dos nós do centro da estaca na direção transversal do bloco foi impedida, como mostrado em destaque na Figura 7 (b), que apresenta a face inferior das estacas. Em função da presença de descontinuidades geométricas no bloco em contato com as estacas (zona nodal inferior,

ligação estaca bloco), adotou-se para o concreto desta região (elementos em na cor amarelo na Figura 8) comportamento elástico e linear.

É importante salientar que os resultados da análise numérica, foram baseados exclusivamente nos resultados experimentais de Tomaz (2018).

Para a solução numérica empregou-se o critério iterativo de Newton-Raphson modificado, admitindo-se tolerância de 10% para a convergência em deslocamentos e 5% para a convergência em força. Permitiu-se um total de 300 passos carga, com no máximo 1600 passos de carga e no mínimo 30.

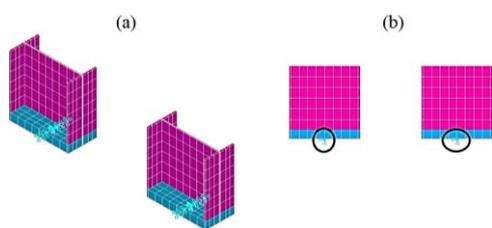


Figura 7 – Parte inferior das estacas: (a) perspectiva isométrica; (b) vista frontal

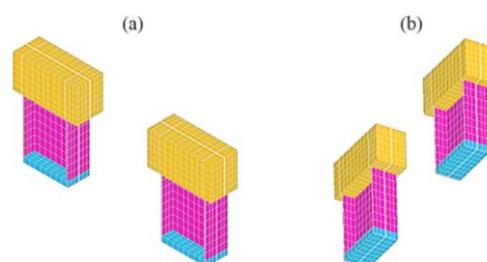


Figura 8 – Região de concreto em contato com as estacas metálicas: (a) perspectiva isométrica; (b) vista inferior

2.2 Análise comparativa com os modelos experimentais

Foram realizadas quatro modelagens para fim de comparação com o modelo experimental de Tomaz (2018). A nomenclatura dos modelos desenvolvidos está de acordo com o que segue: BE_{ci} – Modelo com módulo de elasticidade do concreto do bloco com valor igual ao obtido experimentalmente por Tomaz (2018) e armadura discreta com elementos finitos de barra; $BE_{máx}$ – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor máximo e armadura discreta com elemento finitos de barra; $BE_{mín}$ – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e armadura discreta com finitos de barra; $BE_{mínTX}$ – Modelo com módulo de elasticidade corrigido de valor mínimo e armadura distribuída por taxa volumétrica nos elementos finitos.

Na Tabela 5 são apresentadas as forças de ruína dos modelos numérico em relação ao modelo experimental.

Na Figura 9 são apresentadas as curvas de força versus deslocamento, em que o deslocamento vertical foi obtido no meio do vão longitudinal do bloco, junto à face inferior do mesmo. Observa-se por meio da Figura 8 e da Tabela 5, que o modelo numérico $BE_{mín}$ apresentou melhor correlação com os resultados experimentais.

Na Figura 10 é mostrado o panorama de fissuração do modelo numérico BE_{\min} em comparação com as fissuras do modelo experimental ensaiado por Tomaz (2018). De acordo com o autor, o modelo ensaiado apresentou ruptura caracterizada por fendilhamento da biela (tração diagonal), o que também ocorreu no modelo numérico BE_{\min} .

Tabela 5 – Análise comparativa das forças últimas.

Modelo	F_r (kN)	$F_{r,fe} / F_{r,exp}$
Experimental	578,65	-
BE_{ci}	505,10	0,87
$BE_{máx}$	674,00	1,16
BE_{\min}	643,99	1,11
$BE_{\min}TX$	652,57	1,13

F_r : força de ruína; $F_{r,fe}$: força de ruína do modelo de elementos finitos.

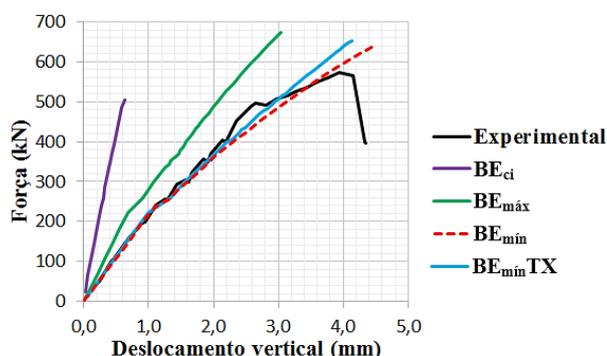


Figura 9 – Deslocamentos do modelo de Tomaz (2018) e dos modelos de elementos finitos

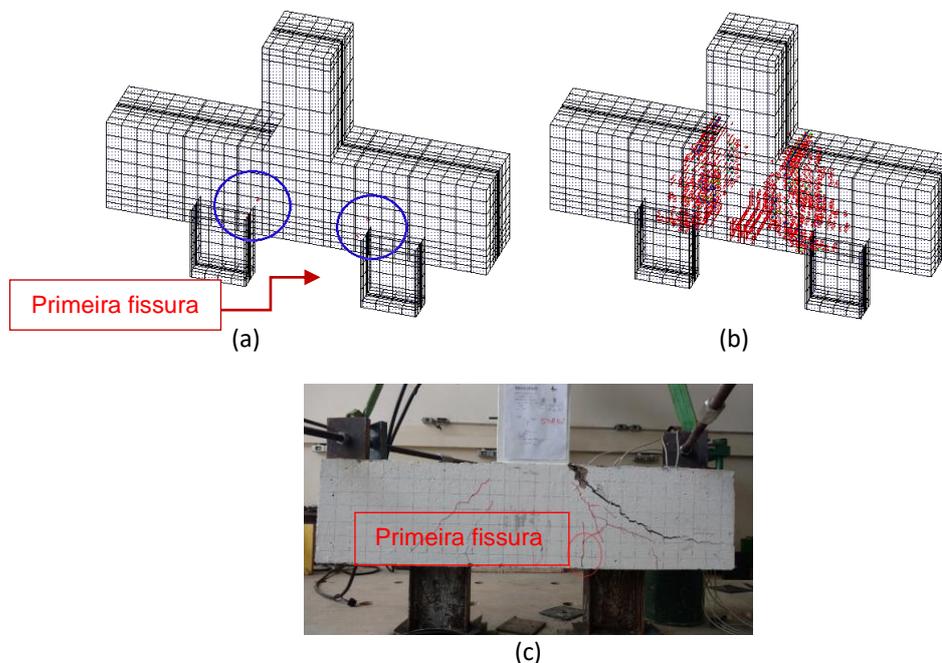


Figura 10 – (a) Primeira fissura - modelo numérico BE_{\min} ; (b) Panorama de fissuração para a força de ruptura do modelo BE_{\min} ; (c) Panorama de fissuração do modelo experimental de Tomaz (2018).

Como foi observada uma boa correspondência entre o comportamento do modelo ensaiado experimentalmente por Tomaz (2018) e o modelo BE_{\min} , para os demais modelos utilizados na análise de variância, utilizaram-se os mesmos parâmetros do modelo BE_{\min} .

3 Análise de variância

3.1 Definição das variáveis

Como o comportamento estrutural de blocos sobre estacas metálicas se assemelha ao de blocos sobre estacas de concreto, com a formação de bielas e tirantes conectando as zonas nodais inferiores, presume-se que a influência de algumas das variáveis já estudadas por outros autores seja semelhante, portanto foram estudadas variáveis associadas às estacas metálicas. Foram escolhidas para o estudo estatístico as seguintes variáveis: Comprimento de embutimento da estaca no bloco (Emb); resistência à compressão do concreto (f_c); barras soldadas na estaca metálica paralelamente ao eixo longitudinal da mesma ($A_{s,sold}$); barras soldadas na estaca metálica com estribos espaçados a cada 5 cm ao longo do comprimento das barras ($A_{s,estr}$). A variável de resposta foi a força última (F_r). Na Figura 11 é mostrado um esquema da ligação da estaca com o bloco por meio de barras soldadas e estribos posicionados ao longo do comprimento das barras.



Figura 11 – Esquema da ligação da estaca com o bloco por armaduras complementares

De acordo com o planejamento numérico, dois grupos de análise foram delineados, com um total de 63 modelos: Grupo A contemplou blocos com variação no comprimento de embutimento, na resistência à compressão do concreto e na quantidade de barras soldadas aos perfis, sem a influência de estribos ao longo destas barras; Grupo B contemplou blocos com variação no comprimento de embutimento, na resistência à compressão do concreto, na quantidade de barras soldadas, e na quantidade de estribos ao longo das barras soldadas.

A variável comprimento de embutimento teve dimensões iguais a 5 cm, 10 cm e 20 cm. A resistência à compressão do concreto teve valores iguais a 25 MPa, 35 MPa e 45 MPa. Já para a variável barras soldadas no perfil, as quantidades adotadas tiveram base no tamanho das abas dos perfis que recebem as barras. Para o Grupo A foram adotados os valores 0 barras, 4 barras e 6 barras, enquanto para o Grupo B adotaram-se 2 barras, 4 barras e 6 barras. Foi necessário adotar no mínimo duas barras no Grupo B pois os estribos ao longo das barras soldadas precisaram ser fixados às mesmas. Para a variável estribos ao longo das barras soldadas considerou-se as configurações com e sem estribos.

3.2 Resultados da análise de variância

Os resultados obtidos para o processamento dos modelos dos Grupos A e B estão mostrados nas Tabelas 6 e 7, respectivamente, em que: Emb é comprimento de embutimento da estaca no bloco; f_c é a resistência à compressão do concreto; $A_{s,sold}$ é o número de barras soldadas na estaca metálica; $A_{s,estr}$ são os estribos espaçados a cada 5 cm ao longo do comprimento das barras soldadas; F_r é a força de ruína. O nome de cada modelo está de acordo com os exemplos:

- B25E10S0: Concreto do bloco com resistência à compressão de 25 MPa, comprimento de embutimento igual a 10 cm, sem barras soldadas nos perfis e sem estribos (sem armaduras complementares);
- B25E10S6T: Concreto do bloco com resistência à compressão de 25 MPa, comprimento de embutimento igual a 10 cm, com 6 barras soldadas em cada perfil e com a presença de estribos ao longo das barras soldadas.

A partir dos resultados obtidos foram desenvolvidas duas análises de variância, uma para cada grupo de análise. Nas Tabelas 8 e 9 são apresentadas as análises de variância dos grupos A e B, respectivamente. Adotou-se, para todas as análises, um nível de significância fixo de 5%, ou seja, um resultado de p-value menor do que 0,05 indica que a variável independente considerada tem influência significativa sobre a variável resposta (capacidade portante).

Observa-se que, para a utilização da formulação completa da análise de variância com três fatores, com todas as possíveis interações entre os fatores, o número de réplicas deve ser maior ou igual a dois. Como não houve realização de réplicas no presente

estudo estatístico, utilizou-se um modelo de ANOVA sem interação entre três fatores, sendo considerada somente a interação entre os pares de fatores, o que faz com que o grau de liberdade do erro seja diferente de zero.

Tabela 6 – Resultado dos modelos do Grupo A.

Modelo	Emb (cm)	f _c (MPa)	A _{s,sold}	F _r (kN)	Modelo	Emb (cm)	f _c (MPa)	A _{s,sold}	F _r (kN)
B25E5S0	5	25	0	875,2	B35E10S4	10	35	4	1054,2
B25E10S0	10	25	0	880,8	B35E20S4	20	35	4	1036,7
B25E20S0	20	25	0	832,7	B35E5S6	5	45	4	1262,9
B25E5S4	5	35	0	1091,1	B35E10S6	10	45	4	1199,6
B25E10S4	10	35	0	1085,4	B35E20S6	20	45	4	1137,9
B25E20S4	20	35	0	1061,5	B45E5S0	5	25	6	782,9
B25E5S6	5	45	0	1263,1	B45E10S0	10	25	6	851,8
B25E10S6	10	45	0	1182,3	B45E20S0	20	25	6	834,3
B25E20S6	20	45	0	1185,0	B45E5S4	5	35	6	1059,2
B35E5S0	5	25	4	838,6	B45E10S4	10	35	6	1061,5
B35E10S0	10	25	4	820,8	B45E20S4	20	35	6	981,9
B35E20S0	20	25	4	794,9	B45E5S6	5	45	6	1263,3
B35E5S4	5	35	4	1061,7	B45E10S6	10	45	6	1201,4
					B45E20S6	20	45	6	1166,8

Tabela 7 – Resultado dos modelos do Grupo B.

Modelo	Emb (cm)	f _c (MPa)	A _{s,sold}	F _r (kN)	Modelo	Emb (cm)	f _c (MPa)	A _{s,sold}	F _r (kN)
A _{s,estr} (sem)					A _{s,estr} (com)				
B25E5S2	5	25	2	812,4	B25E5S2T	10	25	2	853,1
B25E10S2	10	25	2	849,3	B25E10S2T	20	25	2	845,8
B25E20S2	20	25	2	844,1	B25E20S2T	5	25	2	1087,1
B25E5S4	5	35	2	1023,3	B25E5S4T	10	35	2	1075,8
B25E10S4	10	35	2	1071,1	B25E10S4T	20	35	2	1057,0
B25E20S4	20	35	2	1016,3	B25E20S4T	5	35	2	1219,5
B25E5S6	5	45	2	1248,5	B25E5S6T	10	45	2	1219,5
B25E10S6	10	45	2	1182,4	B25E10S6T	20	45	2	1125,5
B25E20S6	20	45	2	1165,0	B25E20S6T	5	45	2	790,8
B35E5S2	5	25	4	838,6	B35E5S2T	10	25	4	852,4
B35E10S2	10	25	4	820,8	B35E10S2T	20	25	4	814,7
B35E20S2	20	25	4	794,9	B35E20S2T	5	25	4	1071,7
B35E5S4	5	35	4	1061,7	B35E5S4T	10	35	4	1068,0
B35E10S4	10	35	4	1054,2	B35E10S4T	20	35	4	1005,9
B35E20S4	20	35	4	1036,7	B35E20S4T	5	35	4	1263,6
B35E5S6	5	45	4	1262,9	B35E5S6T	10	45	4	1236,0
B35E10S6	10	45	4	1199,6	B35E10S6T	20	45	4	1096,0
B35E20S6	20	45	4	1137,9	B35E20S6T	5	45	4	762,1
B45E5S2	5	25	6	782,9	B45E5S2T	10	25	6	776,8
B45E10S2	10	25	6	851,8	B45E10S2T	20	25	6	843,3
B45E20S2	20	25	6	834,3	B45E20S2T	5	25	6	1027,2
B45E5S4	5	35	6	1059,2	B45E5S4T	10	35	6	1066,6
B45E10S4	10	35	6	1061,5	B45E10S4T	20	35	6	1062,0
B45E20S4	20	35	6	981,9	B45E20S4T	5	35	6	1263,9
B45E5S6	5	45	6	1263,3	B45E5S6T	10	45	6	1158,6
B45E10S6	10	45	6	1201,4	B45E10S6T	20	45	6	1116,4

Somente os fatores embutimento da estaca (E_{mb}) e resistência à compressão (f_c) influenciaram na capacidade portante dos blocos, sendo que no caso do Grupo B a interação entre os dois fatores ($E_{mb} \times f_c$) também influenciou. Tal resultado está de acordo com o esperado, já que o embutimento da estaca está relacionado com o ângulo de inclinação das bielas, que é um parâmetro relevante em todos os modelos de cálculo encontrados na literatura, o que também ocorre para a resistência à compressão do concreto. Além disto, observou-se que as armaduras complementares testadas ($A_{s,sold}$ e $A_{s,estr}$) não influenciaram na capacidade portante dos blocos. Os resultados obtidos corroboram com os estudos de Tomaz (2018), que verificou experimentalmente a influência do embutimento em blocos sobre duas estacas metálicas.

Tabela 8 – Análise de variância: Grupo A.

Fatores	p-value
E_{mb}	0,0061
f_c	0,0000
$A_{s,sold}$	0,0658
$E_{mb} \times f_c$	0,0665
$E_{mb} \times A_{s,sold}$	0,7487
$f_c \times A_{s,sold}$	0,4910

Tabela 9 – Análise de variância: Grupo B.

Fatores	p-value
E_{mb}	0,0000
f_c	0,0000
$A_{s,sold}$	0,3121
$A_{s,estr}$	0,7787
$E_{mb} \times f_c$	0,0000
$E_{mb} \times A_{s,sold}$	0,1608
$E_{mb} \times A_{s,estr}$	0,8932
$f_c \times A_{s,sold}$	0,6625
$f_c \times A_{s,estr}$	0,3715
$A_{s,sold} \times A_{s,estr}$	0,1365

Na Figura 12 é ilustrada a relação entre força de ruína (F_r), resistência à compressão do concreto (f_c) e embutimento da estaca (E_{mb}). Observou-se que a resistência à compressão tem maior influência sobre a força de ruína do que o embutimento da estaca, o que também está de acordo com os modelos de cálculo recomendados pela literatura técnica. Na Figura 13 são mostradas as curvas de forças versus deslocamento, relativo ao centro geométrico da face inferior dos modelos B25E10S0 e B25E10S6T.

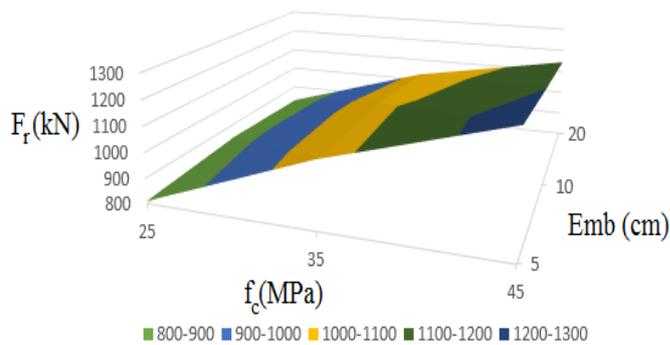


Figura 12 – Superfície de F_r em função de f_c e Emb

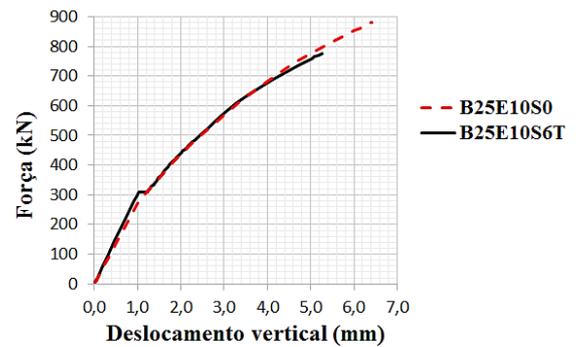


Figura 13 – Curvas de forças versus deslocamento dos modelos

Na Figura 14 é mostrado o fluxo das tensões principais de compressão nos modelos sem nenhuma armadura complementar (B25E10S0) e com o máximo de armaduras complementares (B25E10S6T), ambos com f_c igual a 25 MPa e embutimento de 10 cm.

Observa-se que as tensões de compressão tendem a se concentrar na aba mais interna do perfil metálico. A distribuição de tensões dos dois modelos é similar, com um leve alargamento das bielas de compressão no modelo que possui armaduras complementares.

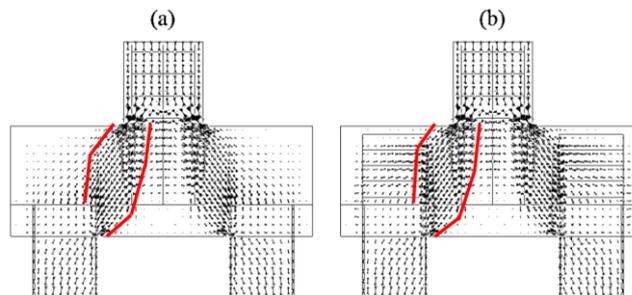


Figura 14 – Tensões principais de compressão: (a) B25E10S0; (b) B25E10S6T

Observa-se que ambos os modelos apresentaram respostas praticamente idênticas. Na Figura 15 é apresentado o panorama de fissuração dos mesmos modelos. Observa-se que as armaduras complementares distribuíram com maior eficiência as fissuras próximas ao pilar, na parte superior do bloco, bem como diminuíram a fissuração que ocorre no centro da face inferior do bloco. Contudo, ressalta-se que a diferença entre as respostas dos modelos citados foi pequena e, portanto, somente com base nos resultados descritos não se pode afirmar que as armaduras complementares melhoraram o comportamento mecânico dos blocos, sendo necessária a continuação desta pesquisa por meio de ensaios experimentais complementares.

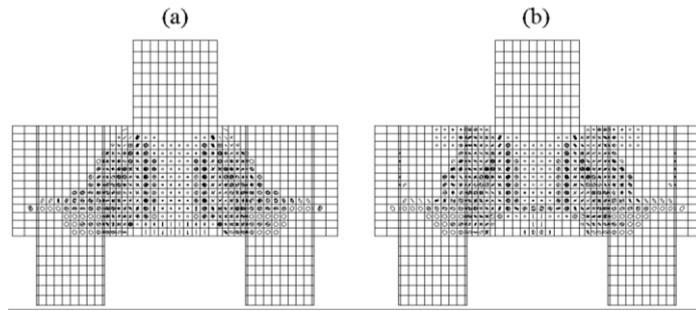


Figura 15 – Panorama de fissuração: (a) B25E10S0; (b) B25E10S6T

3.3 Análise das tensões nas regiões nodais

A tensão nas regiões nodais foi calculada por meio dos modelos de Blévet & Frémy (1967), Schlaich & Schäfer (1991) e Fusco (2013). Estes valores de tensão foram comparados com os valores máximos admitidos pelas referências, mostradas na Tabela 1. Foram desconsiderados os coeficientes de ponderação das tensões máximas recomendados pelas normas citadas pois pretendeu-se analisar a aproximação destes valores a uma situação de resultados experimentais. Como o interesse de análise de tensões está relacionada à interface estaca metálica/bloco, apresenta-se nesse trabalho apenas as tensões junto à zona nodal inferior. Na Figura 16 são mostradas as tensões nodais nos modelos do Grupo A, enquanto nas Figuras 17 e 18 são mostradas as tensões nodais nos modelos do Grupo B.

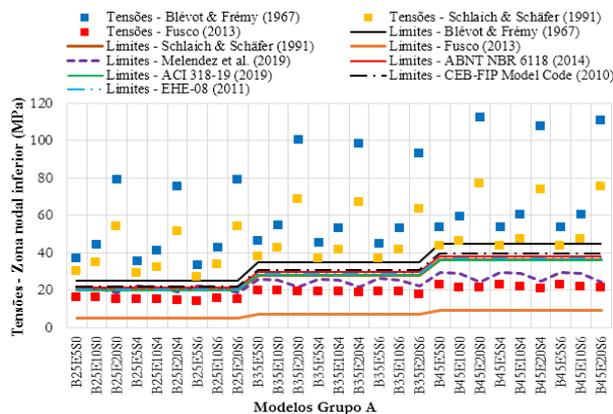


Figura 16 – Análise das tensões na região nodal inferior (Grupo A)

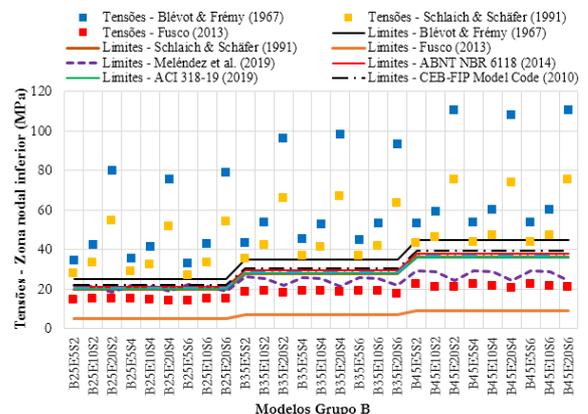


Figura 17 – Análise das tensões na região nodal inferior (Grupo B, sem $A_{s,est}$)

Os valores máximos recomendados para a região nodal inferior pelas normas citadas são próximos. As tensões calculadas por meio do modelo de Fusco (2013) só apresentaram valores coerentes com os limites do próprio autor, sendo valores conservadores, com tensões em média 147% maiores do que os limites. Já os valores

máximos para as tensões recomendados por Blévo & Frémy (1967) são os que mais se aproximaram das tensões calculadas.

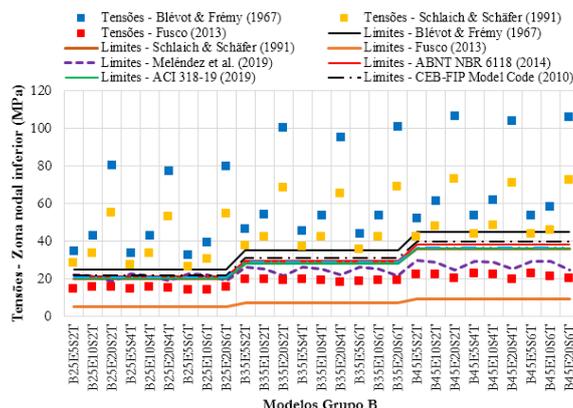


Figura 18 – Análise das tensões na região nodal inferior (Grupo B, com $A_{s,estr}$)

Se comparados com os valores máximos para as tensões sugeridos pelo ACI 318-19 (2019), que é a norma que apresenta resultados mais conservadores, os valores recomendados por Blevót & Frémy (1967) são 47% maiores para zona nodal inferior.

Com o aumento do comprimento de embutimento as tensões nodais também aumentaram. No entanto, os modelos com embutimento de 20 cm (inclinação da biela igual a 31°) apresentaram tensões nodais muito discrepantes em relação aos outros modelos, o que indica que o modelo de bielas e tirantes não é adequado em prever a resposta de blocos com tal inclinação de biela. A tensão na região nodal inferior foi sempre maior que os limites, o que significa que, de acordo com os métodos de cálculo, os modelos apresentaram ruptura por tensão excessiva na região nodal inferior. Como foi apontado anteriormente, a ruptura dos modelos numéricos foi caracterizada por fendilhamento da biela de compressão (tração diagonal).

4 Conclusões

Todos os blocos sobre duas estacas metálicas apresentaram comportamento similar, com formação de bielas e tirantes. Os parâmetros embutimento da estaca no bloco (Emb) e resistência à compressão do concreto (f_c) foram determinantes no comportamento estrutural dos mesmos, de acordo com a análise estatística desenvolvida.

Os tipos de armaduras complementares estudados (barras soldadas nos perfis e armadura em estribos), recomendados na literatura técnica, não influenciaram na capacidade portante dos blocos. Portanto, a armadura em estribos não foi eficiente em

absorver as tensões de tração transversais ao eixo da biela, que estão associadas à ruptura por fendilhamento. Entretanto, a armadura em estribos melhorou a distribuição de fissuras na face superior do bloco e propiciou um leve alargamento da biela de compressão.

Houve concentração de tensões na face do pilar (região nodal superior) e na aba mais interna da estaca (região nodal inferior). Por consequência, a seção transversal da estaca no nível da região nodal inferior foi submetida a flexo-compressão, o que não é contemplado nos modelos de bielas e tirantes analisados.

Os valores calculados de tensão dos blocos com 20 cm de embutimento (inclinação da biela igual a 31°) foram muito discrepantes e, portanto, os modelos de bielas e tirantes estudados não são adequados para o dimensionamento de blocos sobre estacas com tais características.

Observou-se que não há um consenso quanto aos valores máximos para as tensões nodais. O modelo de bielas e tirantes mais conservador foi o de Fusco (2013), que somente é adequado quando aplicado em conjunto com os valores máximos de tensão propostos pelo próprio autor. Por outro lado, o modelo de Blévo & Frémy (1967) foi o mais preciso e pode ser aplicado em conjunto com os valores máximos de tensão recomendados pela maioria das referências.

5 Agradecimentos

À Fundação Pesquisa do Estado de Minas Gerais – FAPEMIG e a CAPES.

6 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. 01, p. 81-92, Jan-Feb. 1990.

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-19**: Building code requirements for structural concrete. Michigan: ACI, 2019.

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

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

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

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

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

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

BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Análise numérica tridimensional de blocos sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 05, n. 02, p. 252-283, Abr. 2012.

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

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

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Deformations in the strut of two pile caps. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 01, n. 02, p. 121-157, Jun. 2008.

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

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

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

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

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

SAM, C.; IYER, P. K. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. **Computers and Structures**, v. 57, n. 04, p. 605-622, Set. 1995.

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

SHAMA, A. A.; MANDER, J. B.; AREF, A. J. Seismic performance and retrofit of steel pile to concrete cap connections. **ACI Structural Journal**, v. 99, n. 01, p. 1-11, Jan-Fev. 2002.

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

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

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

TOMAZ, M. A. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

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

XIAO, Y.; CHEN, L. Behavior of model steel H-pile-to-pile-cap connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, n. 01, p. 153-162, Jan. 2013.