

Deformations in the strut of two pile caps

Deformações nas diagonais comprimidas em blocos sobre duas estacas



R. G. DELALIBERA ^a
dellacivil@gmail.com

J. S. GIONGO ^b
jsgiongo@sc.usp.br

Abstract

There are several models for the design of pile caps, one of them, is the strut and tie model. Struts are graphical representations of the flows of the compression principal stress, while, the tie represents the flows of the tensile principal stress. The NBR 6118:2003 [1] recommends the use of strut and tie model for the design and verification of pile caps. The use of simple strut and tie models is much used by engineers. Basically, the model consists in determining steel areas based on the traction tie and verifying the crushing of the concrete in the inferior and superior nodal zones (the interface between the inferior face of the pile cap and the pile is the inferior nodal zone and, the interface between the superior face of the pile cap and the column, is the superior nodal zone). The strut integrity is guaranteed when the stress intensities in the superior and inferior nodal zones are lower than the limit value. This limit value is determined in function of the mechanical properties of the concrete pile cap and the stresses in the strut are determined in function of the internal forces and the area of the inferior and superior nodal zones. The correct form of the diagonal compression inside the pile cap is unknown. In function of the experimental analysis of the principal compression strain, the geometric form of the strut to two pile caps submitted the centered and eccentric load is shown along with the intensity of the stress in the inferior nodal zone.

Keywords: Reinforcement concrete, strut and tie model, experimental analysis, pile caps.

Resumo

Existem vários modelos para o dimensionamento de blocos sobre estacas, sendo que um deles é o modelo de escoras (bielas) e tirantes. Escoras são representações gráficas dos fluxos das tensões principais de compressão de um dado elemento, enquanto que os tirantes representam os fluxos das tensões principais de tração deste. A NBR 6118:2003 [1] recomenda a utilização de modelos de escoras e tirantes para o dimensionamento e verificação de elementos estruturais de volume, idéia que se aplica aos blocos sobre estacas. Os conceitos de modelos de escoras e tirantes são simples e muito utilizados na análise de estruturas de concreto. Basicamente, o modelo consiste em determinar as áreas das barras de aço da armadura principal de tração por meio das tensões de tração obtidas para o tirante e verificar a ruptura do concreto da diagonal comprimida junto à zona nodal inferior e superior (entende-se por zona nodal superior e inferior as interfaces pilar-bloco e estaca-bloco respectivamente). A integridade da diagonal comprimida é garantida quando as intensidades das tensões nas zonas nodais superior e inferior são menores que um valor último. Esse valor último é determinado em função das propriedades mecânicas do concreto do bloco e as tensões nas zonas nodais inferior e superior são determinadas em função da força resultante das tensões atuantes na diagonal comprimida e de suas áreas. A forma correta da diagonal comprimida no interior do bloco é desconhecida. Por meio de uma análise experimental obtiveram-se as deformações principais de compressão e a forma geométrica das diagonais comprimidas em blocos sobre duas estacas submetidos à ação de forças centrada e excêntrica, como também as intensidades das tensões atuantes na zona nodal inferior.

Palavras-chave: Concreto armado, modelo de escoras e tirante; análise experimental; blocos sobre estacas.

^a Department of Structural Engineering, São Carlos Engineering School, São Paulo University, dellacivil@gmail.com, Av. Trabalhador São-carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos – SP, Brasil;

^b Department of Structural Engineering, São Carlos Engineering School, São Paulo University, jsgiongo@sc.usp.br, Av. Trabalhador São-carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos – SP, Brasil.

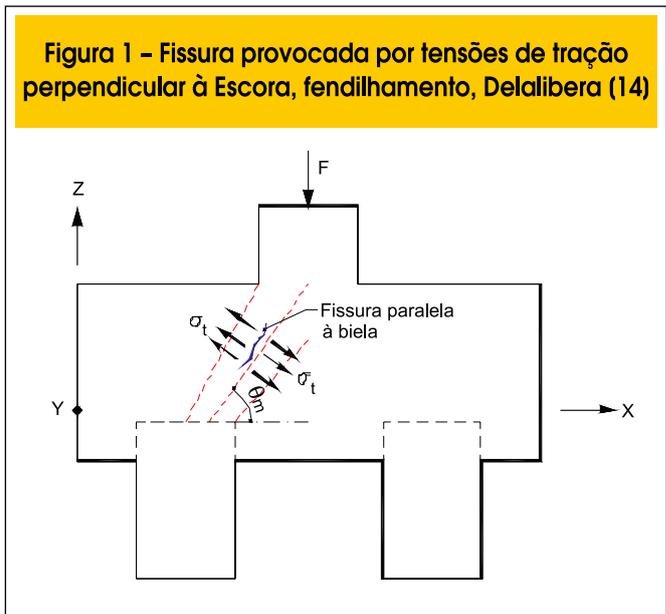
1. Introdução

A escolha do tipo de fundação para uma determinada construção é feita após estudo que considera as condições técnicas e econômicas da obra. Por meio do conhecimento dos parâmetros do solo, da intensidade das ações, dos edifícios limítrofes e dos tipos de fundações disponíveis no mercado, o engenheiro pode escolher qual a melhor alternativa seguindo critérios técnicos e econômicos.

As fundações em estacas são adotadas quando o solo em suas camadas superficiais não é capaz de suportar ações oriundas da superestrutura, sendo necessário, portanto, buscar resistência em camadas profundas. Quando for necessária a utilização de fundação em estacas é imprescindível a construção de outro elemento estrutural, o bloco de coroamento, também denominado bloco sobre estacas. Nos casos de fundações em tubulões também há necessidade de blocos de coroamento para transferência das ações. Blocos sobre estacas são importantes elementos estruturais cuja função é transferir as ações da superestrutura para um grupo de estacas. Esses elementos estruturais, apesar de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, geralmente não permitem a inspeção visual quando em serviço, sendo assim, importante o conhecimento do comportamento com relação aos Estados Limites de Serviço e Último.

Grande parte das pesquisas desenvolvidas em relação ao tema nos últimos anos concentra-se em dois tipos de análise: a teórica elástica e linear compreendendo a analogia das escoras e tirantes e a teoria de viga e a análise de resultados experimentais. Normalmente emprega-se a teoria de viga nos blocos ditos flexíveis e a analogia das escoras e tirantes nos blocos chamados de rígidos. Fica evidenciado que para o dimensionamento e verificação desses elementos estruturais, é necessário o prévio conhecimento de suas dimensões.

O comportamento estrutural de blocos sobre estacas pode ser definido utilizando-se a analogia de escoras e tirantes, por ser tratarem de regiões descontínuas, onde não são válidas as hipóteses de Bernoulli. No modelo de escoras e tirantes às verificações de compressão nas escoras são as mesmas que as do Modelo de Blévoit & Frémy [2], porém as tensões nas regiões nodais (entende-se por regiões nodais as ligações estaca-bloco e pilar-bloco) têm valores diferentes das ten-



sões limites sugeridas por Blévoit. O Código Modelo do CEB-FIP [3] sugere geometrias para os nós das regiões nodais, sendo possível realizar as verificações de tensões nessas regiões.

O modelo de escoras e tirantes pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura, utilizando o processo do caminho das mínimas forças, sugerido por Schlaich & Schafer [4]. Estas tensões podem ser obtidas por meio de uma análise elástica e linear ou não, utilizando métodos numéricos, como por exemplo o método dos elementos finitos.

Segundo a NBR 6118:2003 [1], “blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas da superestrutura para a fundação”, ou seja, todas as dimensões externas têm a mesma ordem de grandeza. São tratados como elementos estruturais especiais, que não respeitam a hipótese das seções planas permanecerem planas após a deformação, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas. A NBR 6118:2003 [1] classifica o

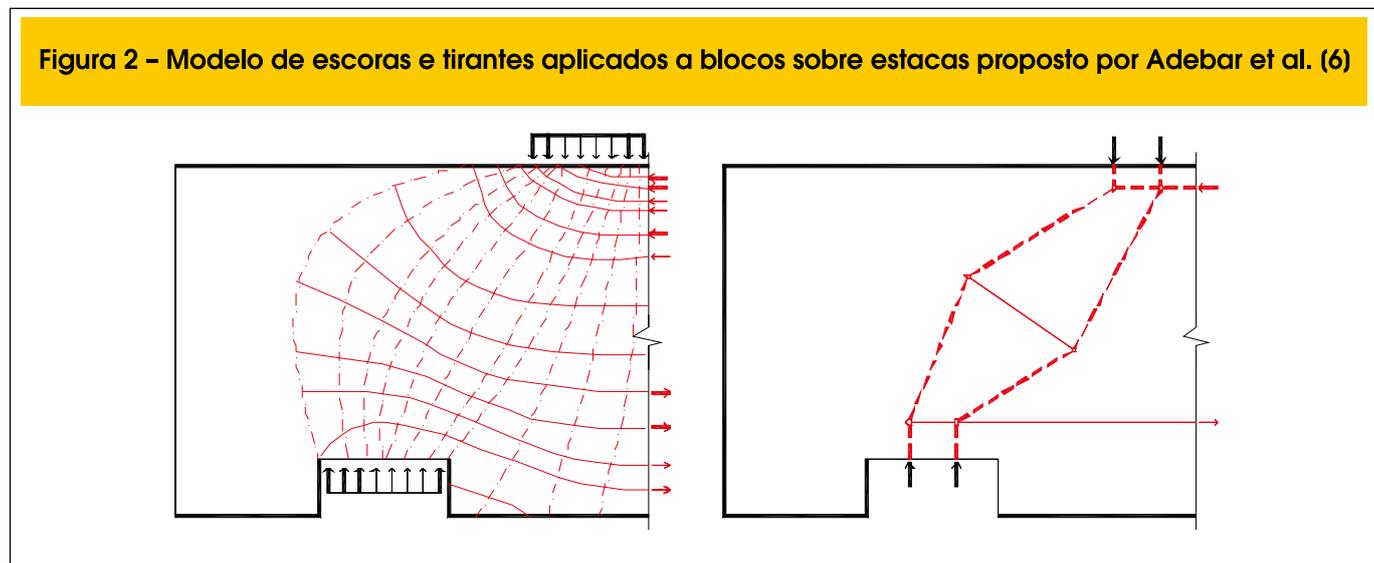
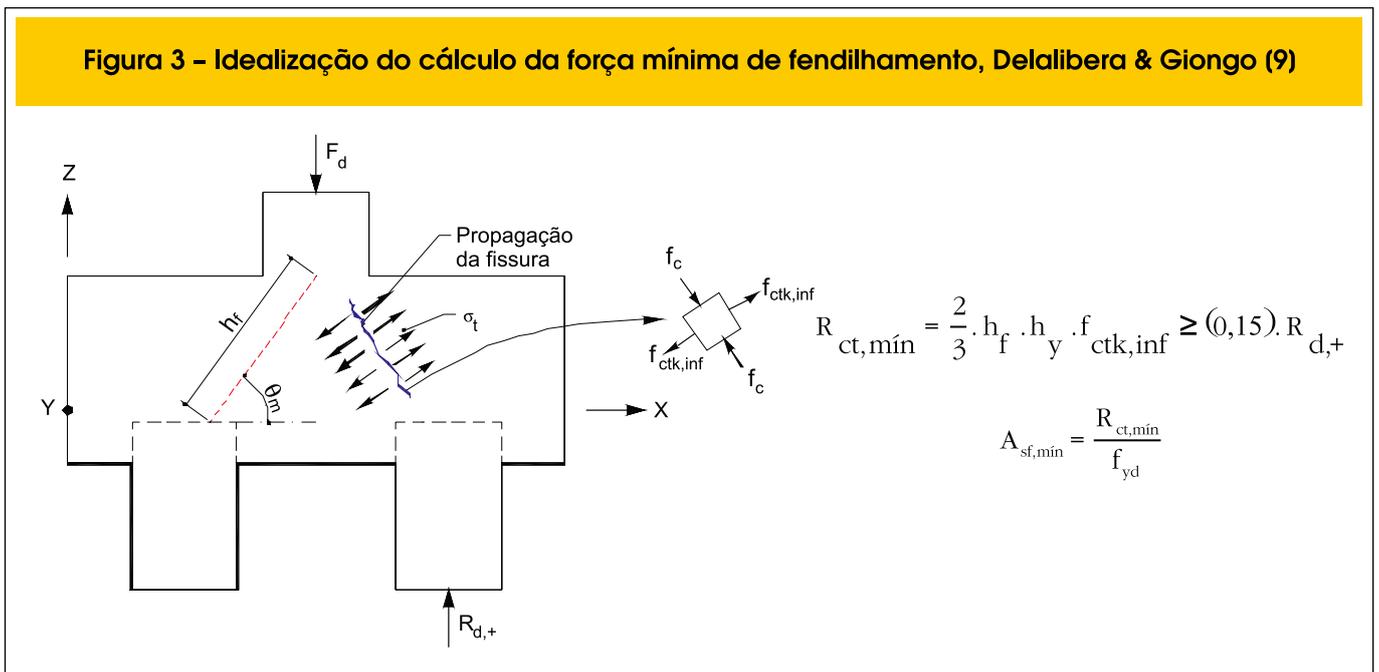


Figura 3 – Idealização do cálculo da força mínima de fendilhamento, Delalibera & Giongo (9)



comportamento estrutural dos blocos em rígidos ou flexíveis. No caso de blocos rígidos o modelo estrutural adotado para o dimensionamento pode ser tridimensional, linear ou não, e modelos de Escora-tirante tridimensionais, sendo esse último o preferido por definir melhor a distribuição de forças nas escoras e tirantes.

A falta de conhecimento da forma geométrica do fluxo de tensões que formam as diagonais comprimidas em blocos sobre estacas, submetidos à ação de forças centradas e excêntricas, faz deste artigo uma contribuição para o meio científico, pois com o conhecimento da forma das escoras de compressão, pode-se analisar com melhor exatidão o fluxo de tensões de compressão desenvolvido nos blocos melhorando, assim, o projeto estrutural e estabelecendo critérios para a verificação das tensões de compressão nas escoras. Além disso, as hipóteses adotadas pela NBR 6118:2003 [1]: “no caso de conjunto de blocos e estacas rígidos, com espaçamentos de $2,5 \cdot \varphi$ a $3 \cdot \varphi$ (sendo que φ é o diâmetro da estaca), pode-se admitir plana (significa que a seção transversal da cabeça da estaca é solicitada por tensões uniformes) a distribuição de carga nas estacas”; e “para blocos flexíveis ou casos extremos de estacas curtas ou tubulões, apoiadas em substrato muito rígido, a hipótese anterior precisa ser revista”; necessitam ser estudadas, pois em análise por meio de modelos numéricos de blocos rígidos observou-se que a distribuição de força nas estacas não é uniforme, sendo necessária, portanto, a adaptação das hipóteses utilizadas.

Com base nos resultados experimentais, sugere-se outra geometria para as escoras de compressão, com base na distribuição dos fluxos das tensões principais de compressão e nos modos de ruínas observados durante os ensaios.

1.1 Importância da pesquisa

Em virtude das divergências existentes nos métodos analíticos utilizados para cálculo de blocos sobre estacas decidiu-se estudar o comportamento estrutural destes elementos. Neste trabalho, analisaram-se experimentalmente quatorze blocos sobre estacas

com arranjos diferentes de armaduras. O objetivo foi analisar as deformações nas faces dos blocos junto às zonas nodais inferior e superior, com intuito de identificar experimentalmente as regiões mais solicitadas na interface estaca-bloco.

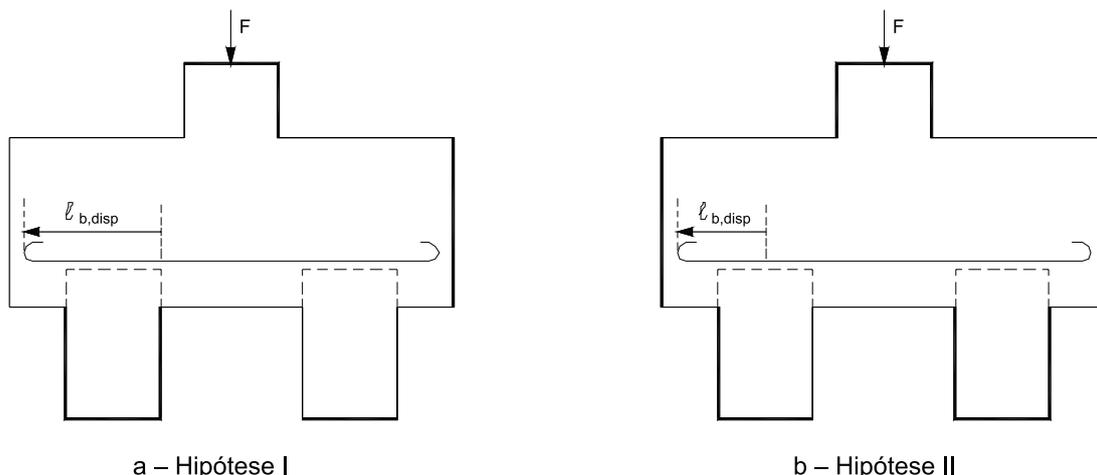
2. Métodos de dimensionamento

A NBR 6118:2003 [1], versão de 2004, não apresenta critério específico para o dimensionamento estrutural de blocos sobre estacas, porém, indica a utilização de modelos de escoras e tirantes, que representam melhor o comportamento estrutural interno dos blocos. Os modelos de escoras e tirantes aplicados ao dimensionamento de blocos utilizam critérios definidos por Blévoit & Frémy [2]. Limita-se o ângulo de inclinação das escoras no intervalo entre 45° a 55° e procedem-se as verificações das tensões nas regiões nodais, com relação aos valores limites de tensões de compressão do concreto para estas regiões. A quantidade necessária de barras de aço dos tirantes é calculada por meio do equilíbrio estático das treliças, criadas a partir da aplicação do modelo de escoras e tirantes. Essas barras de aço, que representam os tirantes no modelo de escora e tirante, são posicionadas na face inferior do bloco e sobre as estacas. Por fim, realizam-se as verificações das ancoragens destas barras.

Outro critério muito utilizado no meio técnico para o dimensionamento estrutural de blocos sobre estacas é o método proposto pelo Boletim Técnico Número 78 do CEB [5]. As armaduras são calculadas em função do equilíbrio interno de forças normais em seções pré-determinadas. A verificação do esmagamento das escoras é realizada de maneira indireta, verificando-se os valores de forças cortantes e comparando estes valores com os valores de forças cortantes limites em duas seções pré-determinadas. Por fim, verificam-se as ancoragens das barras de aço posicionadas na face inferior do bloco, localizadas em uma região delimitada em função do diâmetro da estaca.

O que fica evidente na análise prévia dos dois modelos de cálculo

Figura 4 – Início da aferição do comprimento de ancoragem, Delalibera & Giongo (15)



para o dimensionamento estrutural dos blocos é a não consideração das tensões de tração existentes ao longo das escoras. Estas tensões de tração provocam fissuras paralelas ao eixo das escoras, reduzindo, assim, a resistência à compressão do concreto daquela região, ver Figura [1].

Adebar et al. [6] realizaram ensaios experimentais de blocos sobre quatro e seis estacas apresentando contribuições importantes com relação ao dimensionamento de blocos sobre estacas. Uma delas é a utilização de um tirante diagonal, ver Figura [2], posicionado perpendicular à Escora. A norma canadense CSA Standardt A23.3-94 [7] incorporou em seu texto algumas das indicações sugeridas por Adebar et al. [6].

A norma espanhola EHE [8] apresenta armadura semelhante à sugerida por Adebar et al. [6] para blocos sobre estacas submetidos a esforços solicitantes de “grandes magnitudes”, pois as tensões de tração existentes nos blocos sobre estacas podem ser relevantes. Delalibera & Giongo [9] com base em resultados experimentais propõem um critério para o cálculo de armadura mínima de fen-

dilhamento, Figura [3]. Esta armadura é composta por um tirante diagonal posicionado perpendicular à Escora.

Com relação à ancoragem das barras de aço da armadura principal de tração, a NBR 6118:2003 [1] define o comprimento de ancoragem básico, como sendo, o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força $R_{st} = A_s \cdot f_{yd}$ atuante nesta barra admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme. A NBR 6118:2003 [1] não apresenta indicação para a posição da seção transversal de início da ancoragem das barras em blocos sobre estacas.

Alguns autores sugerem que o comprimento de ancoragem básico seja medido a partir do centro geométrico da estaca (Hipótese I – Figura [4a]), já outros, indicam que esta medida seja iniciada a partir da face mais afastada da estaca (Hipótese II – Figura [4b]). Além disso, existe também grande divergência na maneira de calcular a força de tração a ancorar. Sabe-se que em função da ação favorável da tensão de compressão da Escora, pode-se diminuir o valor a força de tração a ancorar. Fusco [10] sugere que esta redu-

Figura 5 – Sugestão para ancoragem da armadura principal de tração – tirante, Delalibera & Giongo (15), a) a partir da face mais afastada da estaca; b) a partir do centro geométrico da estaca

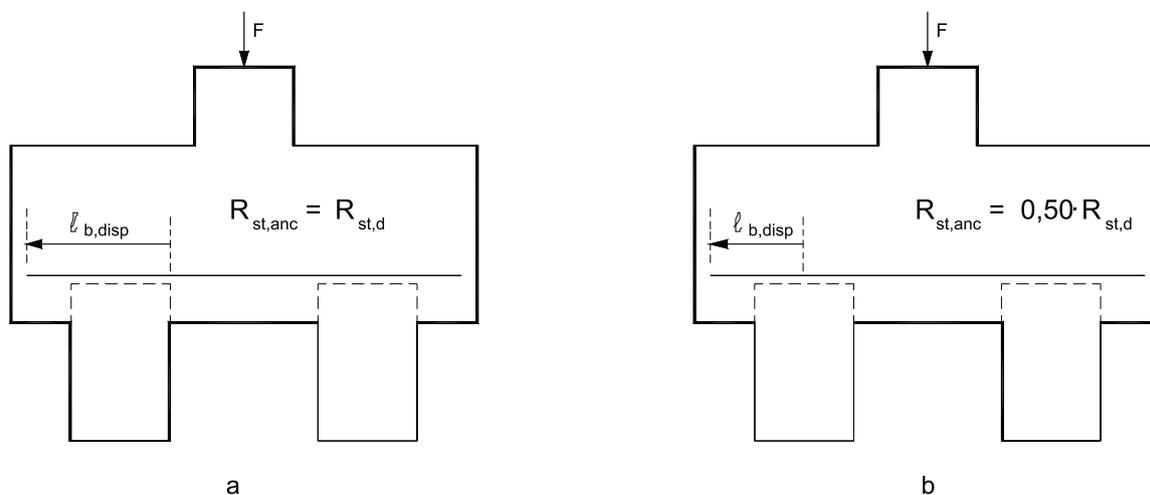


Figura 6 - Dimensões dos blocos sobre duas estacas

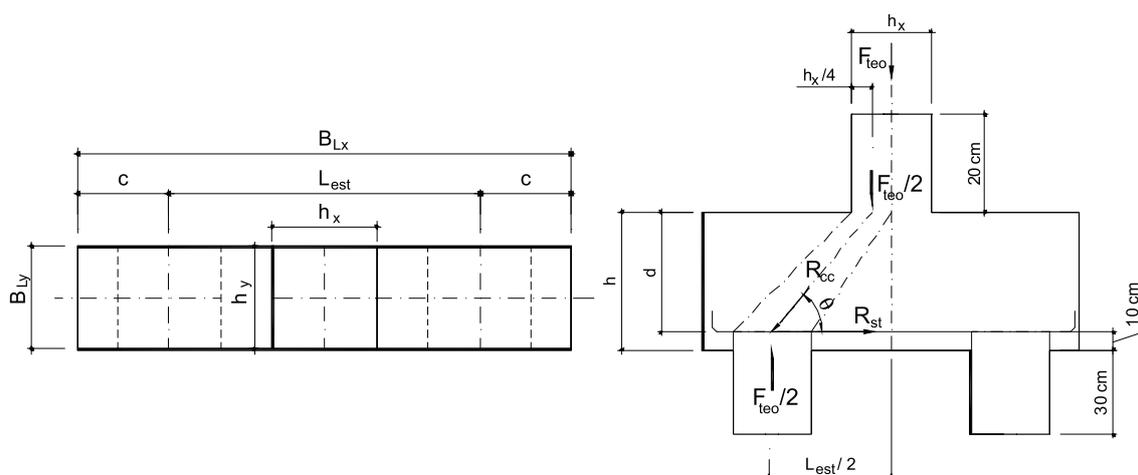
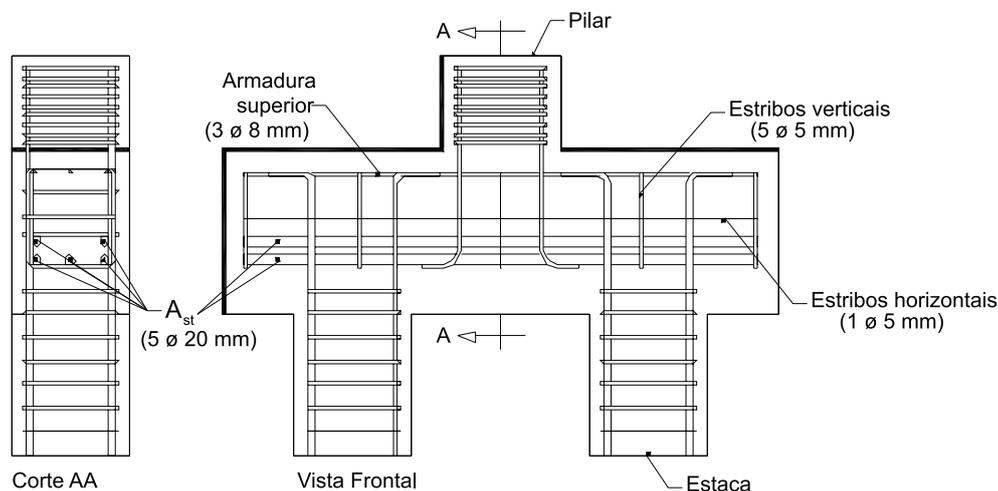


Tabela 1 - Propriedades geométricas dos modelos analisados experimentalmente

Séries	Blocos	Dimensão da estaca (cm)	Dimensão do pilar (cm)	B_{Lx} (cm)	B_{Ly} (cm)	h_x (cm)	h_y (cm)	L_{est} (cm)	c (cm)	e_{odot} (cm)	h (cm)
	B35P25E25e0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	35
	B35P25E25e2,5	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	2,5	35
B35P25	B35P25E25e0Asw,C	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	35
	B35P25E25e0Asw,0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	35
	B35P25E25e0CG	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	35
	B45P25E25e0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	35
	B45P25E25e5	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	5,0	45
B45P25	B45P25E25e0Asw,C	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	45
	B45P25E25e0Asw,0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	45
	B45P25E25e0CG	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	25	62,5	27,5	0	45
B35P50	B35P50E25e0	25 x 25	25 x 50	117,5	25	50	25	62,5	27,5	0	35
	B35P50E25e12,5	25 x 25	25 x 50	117,5	25	50	25	62,5	27,5	0	45
B45P50	B45P50E25e0	25 x 25	25 x 50	117,5	25	50	25	62,5	27,5	12,5	35
	B45P50E25e12	25 x 25	25 x 50	117,5	25	50	25	62,5	27,5	12,5	45

Notas: B_{Lx} e B_{Ly} são os comprimentos dos blocos nas direções x (longitudinal) e y (transversal), e_{odot} é a excentricidade da força de compressão aplicada no pilar, h é a altura total do bloco; h_x e h_y são as dimensões do pilar; L_{est} é a distância entre os eixos das estacas; c , é a distância do centro da estaca até a borda do bloco.

Figura 7 - Detalhamento dos modelos: B35P25E25e0, B35P25E25e2,5, B45P25E25e0, B45P25E25e5, B35P50E25e0, B35P50E25e12,5, B45P50E25e0 e B45P25E25e12,5



ção seja de vinte por cento. Taylor & Clarke [11] sugerem que a redução seja função da força de compressão, da taxa de armadura do tirante e da resistência à compressão do concreto. Resultados de Adebar et al. [6], Miguel et al. [12], Iturrioz et al. [13] e Delalibera [14] mostram que a força no tirante não é constante, apresentando redução abrupta na região nodal junto a estaca. Além disto, verificaram que a deformação na extremidade do tirante (e em alguns modelos, no gancho) a deformação foi igual a zero. Delalibera & Giongo [15], com base em resultados experimentais, apresentam sugestão para a ancoragem da armadura principal de tração em blocos rígidos sobre duas estacas, em função do início

de medida do comprimento de ancoragem. A Figura [5] apresenta as sugestões de ancoragem.

3. Propriedades mecânicas e geométricas dos modelos

Foram analisados experimentalmente quatorze blocos sobre duas estacas, dos quais, quatro tinham seção transversal do pilar com dimensões iguais a 25 cm por 50 cm. Os outros dez tinham seção quadrada com medida do lado de 25 cm. A distância entre os eixos das estacas tinha 62,50 cm e o embutimento da

Figura 8 - Detalhamento dos modelos: B35P25E25e0A_{sw,C} e B45P25E25e0A_{sw,C}

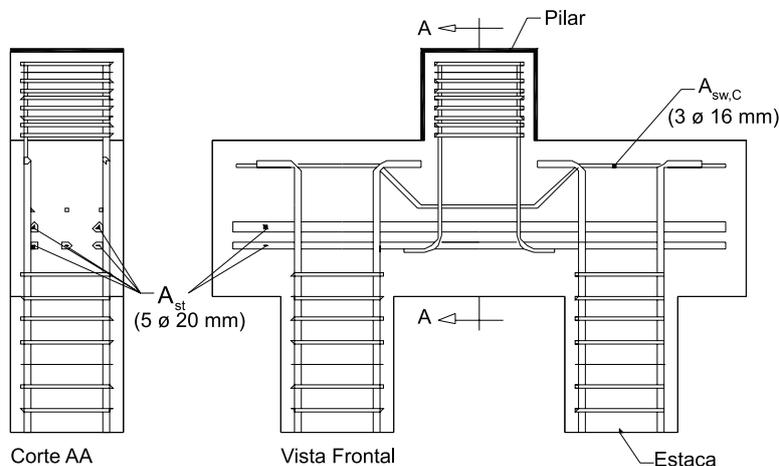
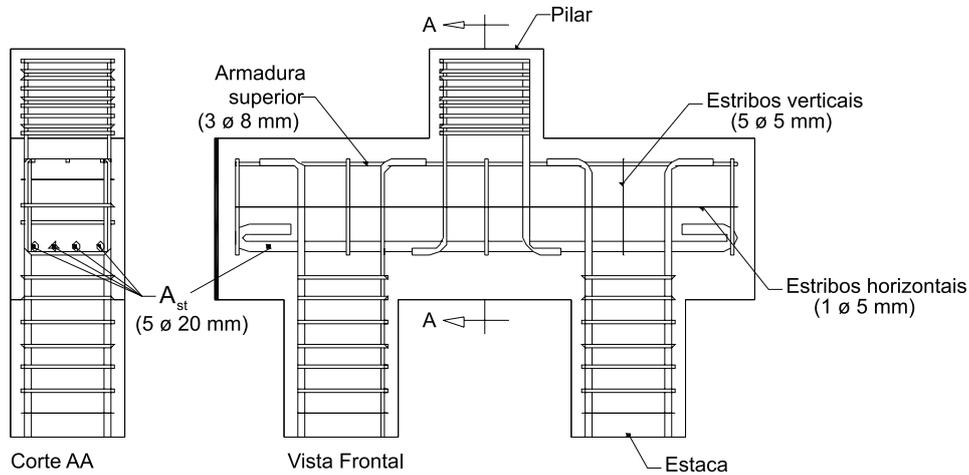


Figura 9 – Detalhamento dos modelos: B35P25E25e0CG e B45P25E25e0CG



estaca no bloco foi de 10 cm. A Figura [6] mostra dimensões dos blocos analisados experimentalmente.

As alturas dos pilares foram adotadas iguais a 20 cm e as alturas das estacas iguais a 30 cm com o intuito de viabilizar os ensaios, pois se estas fossem adotadas com comprimentos reais os ensaios seriam inexecutáveis no ambiente do Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Para verificar a influência do comprimento do fuste das estacas no bloco, Delalibera [14] realizou várias simulações numéricas e observou que há mudança nas intensidades das tensões nas escoras, porém, suas trajetórias foram mantidas. Mais informações a respeito dessas análises podem ser obtidas em Delalibera & Giongo [16].

Na Tabela [1] são apresentadas às propriedades geométricas dos modelos analisados e as Figuras [7], [8], [9] e [10] mostram os arranjos das armaduras utilizadas nos blocos.

Ao todo foram ensaiados quatorze blocos sobre duas estacas com variações nos arranjos das armaduras, no ângulo de inclinação das escoras de compressão (altura do bloco), nas seções transversais dos pilares e na posição da aplicação da força de compressão (excentricidades iguais e diferentes de zero). Esses fatores foram determinados em função de uma análise estatística desenvolvida a priori.

Cada modelo possui uma sigla, cujo significado é apresentado no exemplo, B35P25E25e0:

Figura 10 – Detalhamento dos modelos: B35P25E25e0A_{sw,0} e B45P25E25e0A_{sw,0}

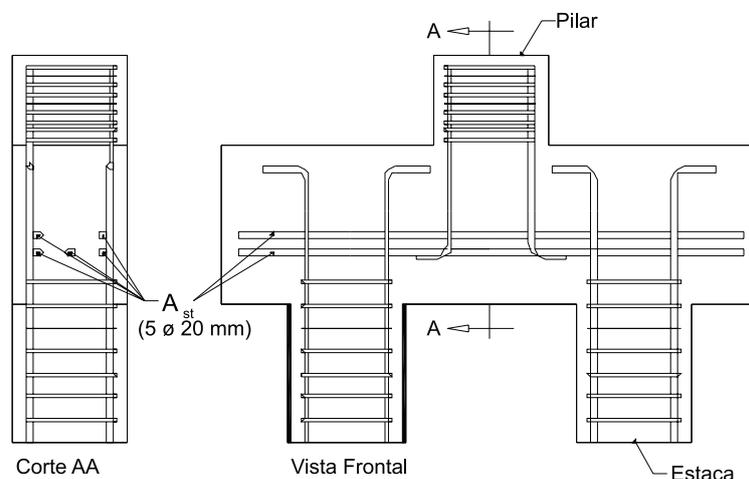


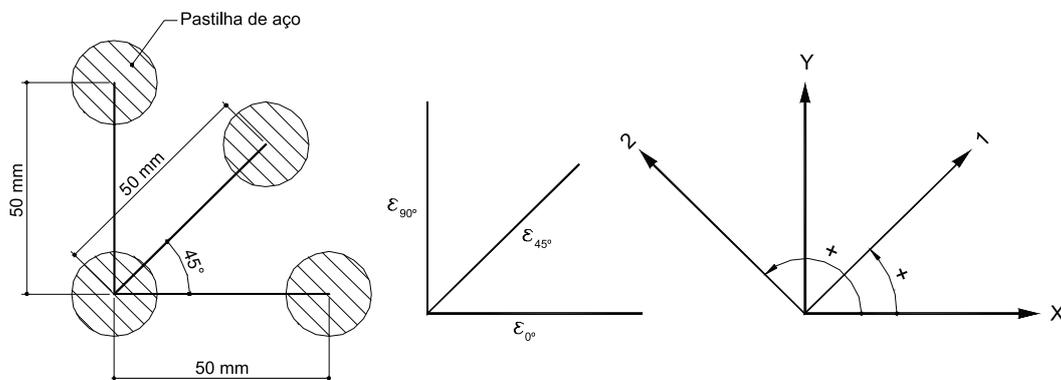
Tabela 2 - Propriedades mecânicas das barras de aço

ϕ_{nom} (mm)	f_y (MPa)	e_y (‰)	f_u (MPa)	Classe
5,0	681	4,05	755	CA-60
6,3	597	2,99	733	CA-50
8,0	581	2,91	674	CA-50
10,0	549	2,75	658	CA-50
12,5	578	2,89	740	CA-50

B35: bloco com altura igual a trinta e cinco centímetros;
 P25: comprimentos das arestas da seção transversal do pilar igual a vinte e cinco centímetros;
 E25: comprimentos das arestas da seção transversal das estacas iguais a vinte e cinco centímetros;
 e0: excentricidade da força de compressão igual a zero.
 Além das siglas já apresentadas, nos modelos também são usadas as seguintes denominações: $A_{sw,C}$ e $A_{sw,0}$, cujos significados são: $A_{sw,C}$, área da seção transversal das barras de aço da armadura transversal do bloco calculada por meio de processo analítico destinadas a absorver as tensões oriundas da tração diagonal das escoras; e $A_{sw,0}$, área da armadura transversal do bloco, constituídas por estribos fechados verticais e horizontais, igual a zero, conforme Figura [10].
 Os cobrimentos das armaduras nos pilares foram iguais a 25 mm e nos blocos foram iguais a 40 mm.
 A armadura principal de tração (A_{st}) dos blocos foi constituída por cinco barras de diâmetros iguais a 20 mm. O arranjos das armaduras dos blocos detalhados com armadura de fendilhamento (B35P25E25e0 $A_{sw,C}$ e B35P25E25e0 $A_{sw,0}$) foram constituídos por três barras de diâmetro igual a 16 mm.
 As armações das estacas dos blocos da série B35P25 foram constituídas por quatro barras de 10 mm (longitudinais) e estribos com diâmetro de 6,3 mm espaçados a cada cinco centímetros. Para as estacas dos blocos da série B45P25 as bitolas da barras longitu-

dinais foram iguais a 12,5 mm e os estribos foram iguais aos dos modelos da série anterior.
 Os pilares da série B35P25 foram construídos com oito barras de 10 mm e os da série B45P25 foram construídos com oito barras de 12,5 mm. No topo dos pilares foram colocadas armaduras de fretagem compostas por barras de 6,3 mm. Todos os cuidados de lançamento e adensamento do concreto durante a moldagem dos blocos foram levados em consideração.
 As propriedades mecânicas das barras de aço utilizadas na construção dos modelos são apresentadas na Tabela [2], sendo: ϕ_{nom} o diâmetro nominal das barras de aço; f_y a resistência ao escoamento das barras de aço; e_y a deformação de tração nas barras de aço; e f_u é a resistência última das barras de aço.
 O módulo de deformação longitudinal do aço (E_s) determinado experimentalmente apresentou valor médio de 200 GPa.
 A resistência à compressão do concreto das estacas e dos pilares foram maiores que a resistência à compressão do concreto dos blocos, para garantir que não ocorressem ruínas nas estacas e nos pilares. Adotou-se resistência à compressão do concreto dos pilares e das estacas iguais a 50 MPa e a resistência à compressão do concreto dos blocos igual a 25 MPa. Os traços em massa para os concretos com resistência característica à compressão de 25 MPa foram iguais a 1:2,55:3,54:0,68 com cimento CP-II-F32. Para o concreto com resistência característica à compressão de 50 MPa, o traço em massa foi 1:2,66:3,66:0,49 utilizando-se cimento CP-V e 1% (em massa) de superplastificante.

Figura 11 - Posição das pastilhas de aço nas faces laterais dos blocos



4. Descrição da análise experimental

Como o objetivo da pesquisa era obter informações a respeito da forma geométrica da Escora de compressão, uma das faces dos blocos foi instrumentada por meio de pastilhas de aço dispostas de maneira a formar uma roseta retangular, que serviram de pontos de medidas para as deformações do concreto. As medidas dos deslocamentos relativos (deformações) entre as pastilhas de aço foram obtidas por meio de extensômetro mecânico.

As deformações principais foram calculadas por meio da Expressão [1] e suas direções determinadas por meio da Expressão [2], com as deformações experimentais medidas segundo roseta retangular, conforme Figura [11].

$$\begin{matrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{matrix} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_{0^\circ} + \varepsilon_{90^\circ} \pm \sqrt{(\varepsilon_{0^\circ} - \varepsilon_{90^\circ})^2 + (2\varepsilon_{45^\circ} - \varepsilon_{0^\circ} - \varepsilon_{90^\circ})^2} \right] \quad (1)$$

$$\alpha_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2\varepsilon_{45^\circ} - \varepsilon_{0^\circ} - \varepsilon_{90^\circ}}{\varepsilon_{0^\circ} - \varepsilon_{90^\circ}} \quad (2)$$

sendo:

ε_1 e ε_2 , tensões principais;

$\alpha_{1,2}$, direções principais;

ε_{0° , ε_{45° e ε_{90° , deformações nas direções 0°, 45° e 90°.

Estipulou-se para cada modelo dez leituras de deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço. A força última prevista em cada bloco sobre estacas foi dividida em dez partes iguais, sendo que, para cada incremento de força aplicado por meio do cilíndrico hidráulico, efetuavam-se leituras em todos os pontos.

Nas Figuras [12], [13], [14] e [15] são apresentadas às posições dos pontos onde foram feitas as medições dos deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço. Em cada ponto foram efetuadas três me-

Figura 12 – Posição das pastilhas de aço nas faces dos blocos da série B35P25

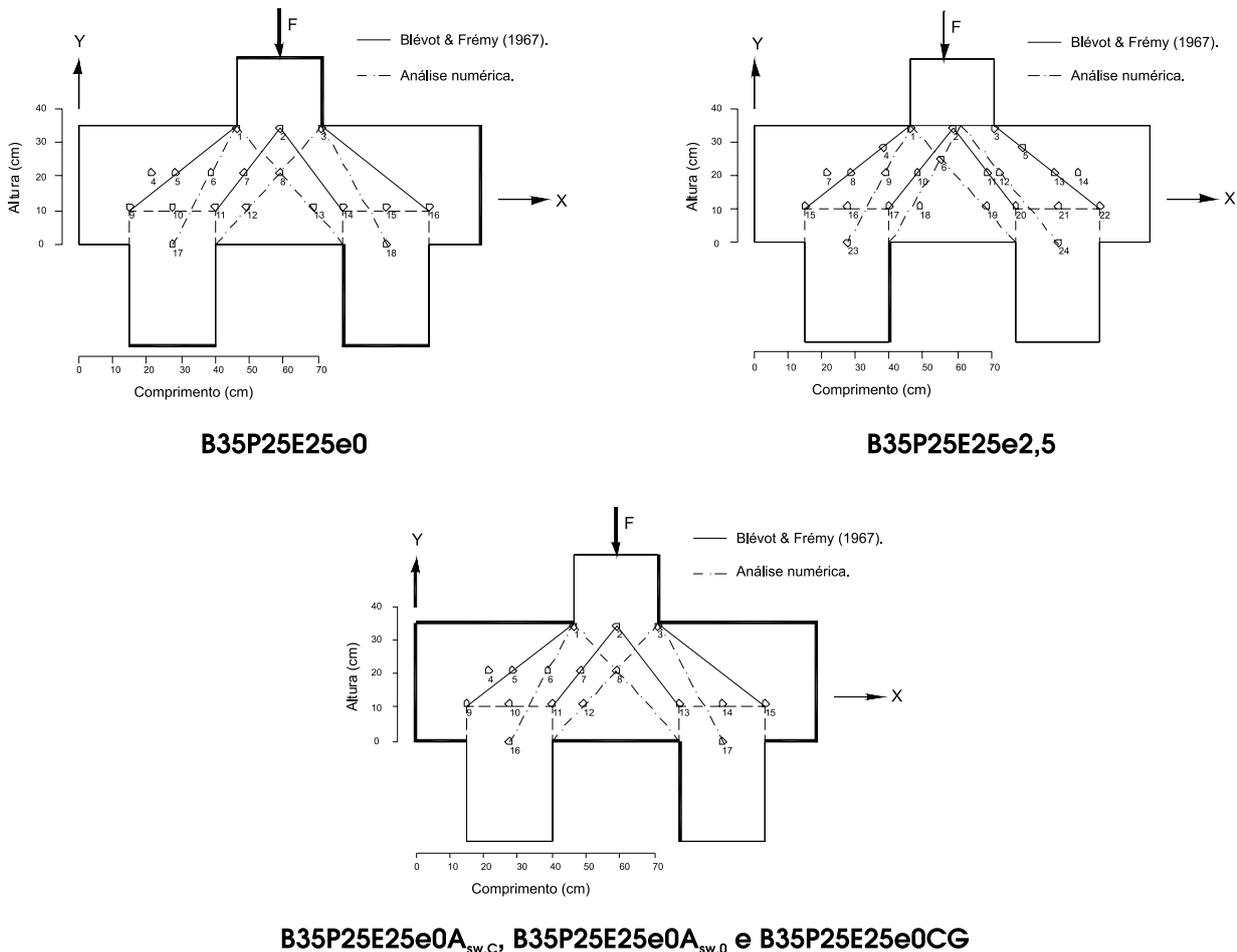
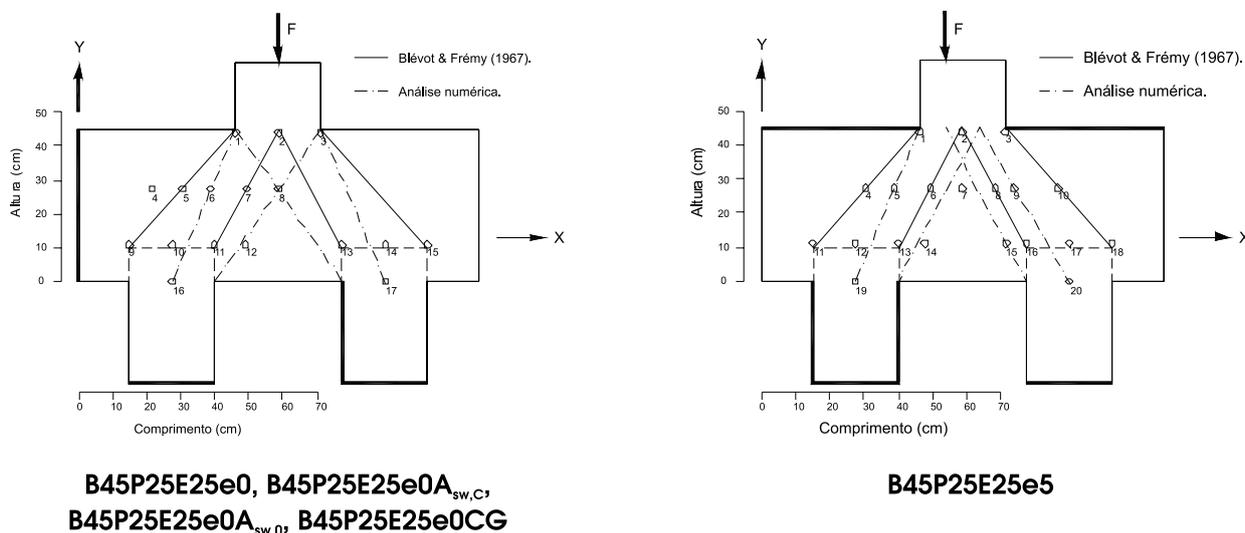


Figura 13 – Posição das pastilhas de aço nas faces dos blocos da série B45P25



dições por etapa de carregamento. Verifica-se por meio dessas figuras, que nos modelos sem excentricidades das forças de compressão, portanto simétricos, existem menos pontos de leituras. Isso foi feito para diminuir o tempo das leituras durante o ensaio.

A Figura [16] mostra as pastilhas de aço fixadas na face de um dos modelos de blocos sobre estacas ensaiados.

Observa-se por meio da Figura [6] e Figura [16] que os blocos analisados experimentalmente foram construídos sem a aba lateral de concreto (dimensão “c” da Figura [6], posicionada transversalmente ao eixo longitudinal do bloco). Isso foi feito, pois foi

preciso medir os deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço no interior do bloco, ou seja, junto às ligações pilar-bloco e bloco-estaca.

Os procedimentos de ensaios e equipamentos utilizados podem ser vistos em Delalibera [14].

5. Apresentação dos resultados

Em geral, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. A primeira fissura surgiu na face inferior do bloco junto à

Figura 14 – Posição das pastilhas de aço nas faces dos blocos da série B35P50

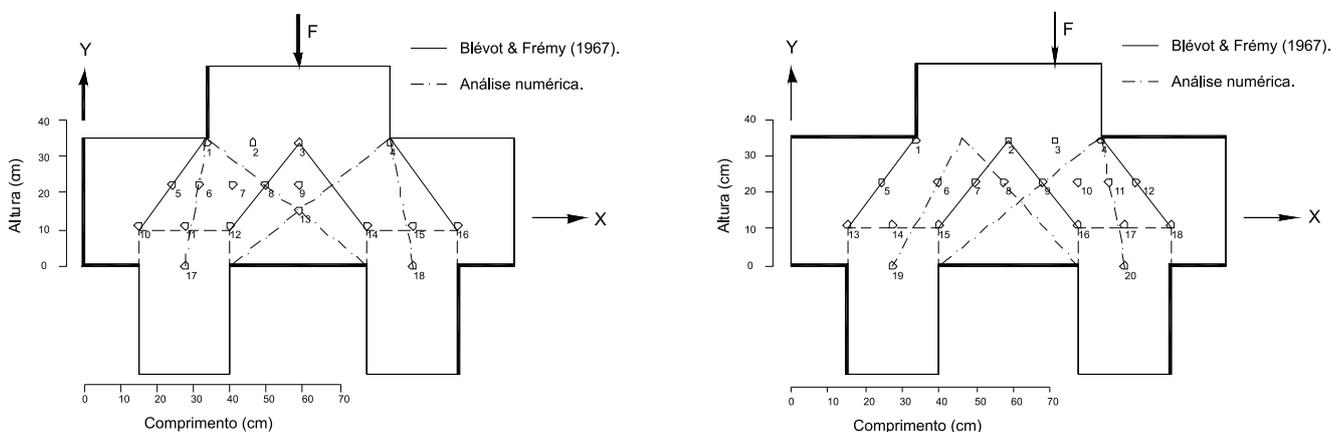
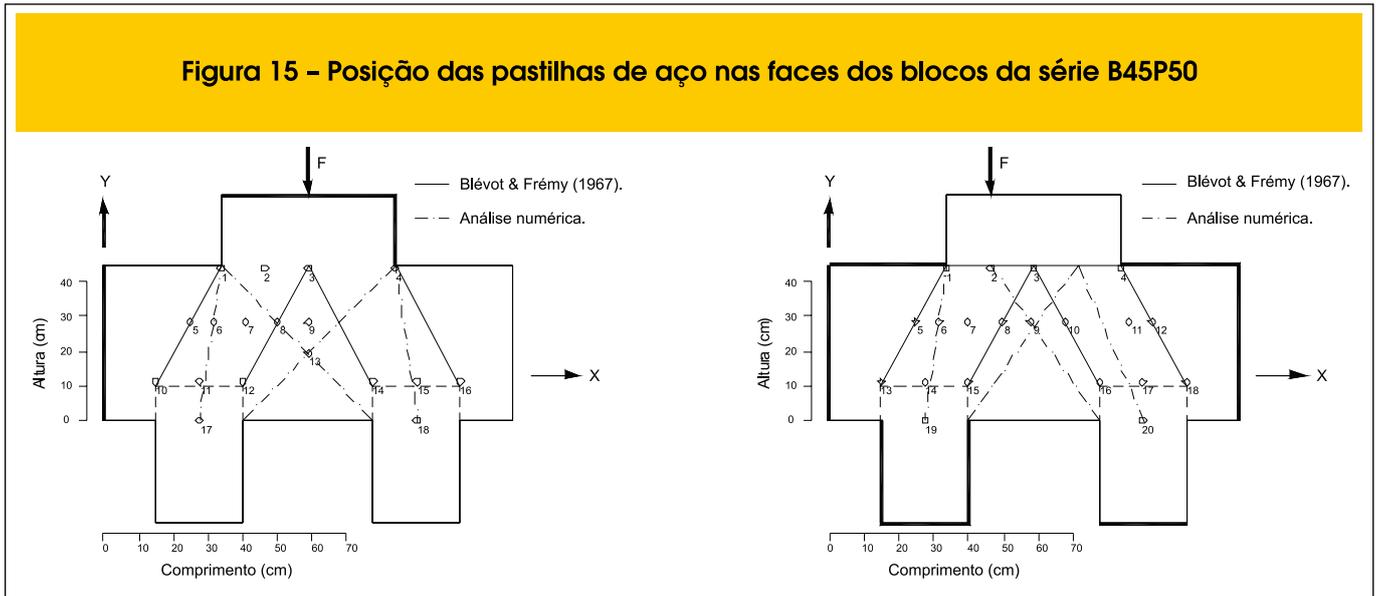


Figura 15 – Posição das pastilhas de aço nas faces dos blocos da série B45P50



estaca e propagou-se até a face superior do bloco junto ao pilar (ver Figura [17 – a]). Demais fissuras surgiram ao longo do carregamento com inclinação similar à primeira fissura. Apesar das fissuras apresentarem grandes aberturas, o bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou processo fissuração da diagonal comprimida (fendilhamento), após isso, deu-se o esmagamento do concreto junto à zona nodal superior e nos modelos da série B35P50 e B45P50 junto à zona nodal inferior. Todos os modelos apresentaram colapso definido por fendilhamento e esmagamento do concreto, ou seja, após o esmagamento do concreto junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca, formou-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco provo-

cado pela ação de força cortante (Figura [17 – b]). Esse fenômeno não ocorreu nos modelos B35P25E25e0A_{sw,C} e B45P25E25A_{sw,C} providos de armadura de fendilhamento (costura).

A Tabela [3] apresenta resultados de forças últimas (F_u), força que provocou a primeira fissura (F_f), força teórica (F_{teo}) – calculada por meio dos critérios dos pesquisadores franceses [2] – desprezando-se a máxima força de tração sugerida por Moraes [17], força de projeto (F_d) e as resistências médias à compressão do concreto dos blocos.

Observa-se na Tabela [3] que a primeira fissura surgiu para uma força de aproximadamente vinte por cento da força última e aproximadamente cinquenta por cento da força de projeto.

Figura 16 – Pastilhas de aço fixadas na superfície dos blocos



Figura 17 - a) posição da primeira fissura; b) plano de ruptura ao longo da altura do bloco



a



b

É possível ver que os resultados obtidos pelos autores são próximos dos resultados observados nos ensaios de Blévtot & Fremy [2] ($F_{teo}/F_u = 0,87$, em média), ou seja, o valor de $1,4 \cdot f_{ck}$, relativo à tensão na escora de compressão junto ao pilar, observado pelos pesquisadores franceses se repetiram nos ensaios das séries B35P25 e B45P25. Porém, considerar que toda a estaca esta solicitada por essa tensão é incorreto, pois observou-se nos ensaios que apenas parte da estaca é solicitada de maneira mais intensa.

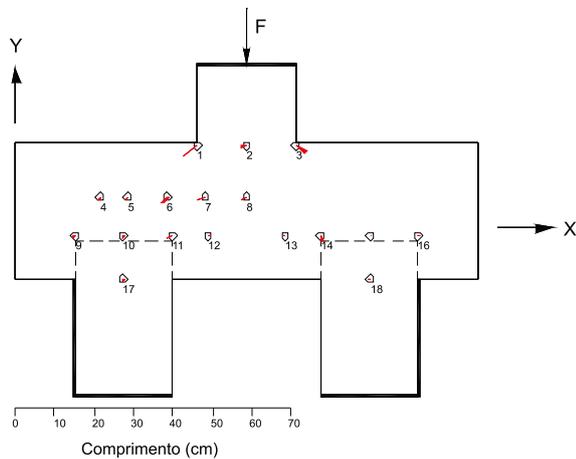
Recorda-se que o valor de $1,4 \cdot f_{ck}$ somente é válido para os modelos onde ocorreram colapsos junto aos pilares. Para os modelos em que as ruínas dos blocos se deram junto às estacas (série B35P50 e B45P50), esses valores são reduzidos a f_{ck} . Apesar de não se poder utilizar a teoria da elasticidade para o estudo de blocos sobre estacas em função da fissuração existente e da heterogeneidade do material concreto, as deformações principais foram determinadas, pois são calculadas apenas por rota-

Tabela 3 - Valores das forças última e da primeira fissura obtidas nos ensaios

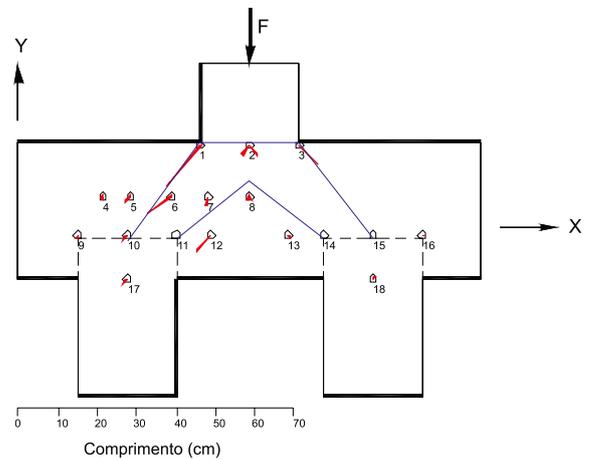
SÉRIES	BLOCOS	f_{cm} (MPa)	F_u (kN)	F_f (kN)	F_{teo} (kN)	F_d (kN)	F_f/F_u	F_{teo}/F_u	F_d/F_u	F_f/F_d
B35P25	B35P25E25e0	40,6	1821	465	1776	761	0,26	0,98	0,42	0,61
	B35P25E25e2,5	40,6	1688	445	1776	761	0,26	1,05	0,45	0,58
	B35P25E25e0A _{sw,C}	32,8	1880	270	1435	615	0,14	0,76	0,33	0,44
	B35P25E25e0A _{sw,0}	32,8	1406	266	1435	615	0,19	1,02	0,44	0,43
	B35P25E25e0CG	28,9	1263	315	1264	542	0,25	1,00	0,43	0,58
B45P25	B45P25E25e0	31	2276	465	1796	770	0,20	0,79	0,34	0,60
	B45P25E25e5	31	1972	522	1796	770	0,26	0,91	0,39	0,68
	B45P25E25e0A _{sw,C}	32,4	3055	482	1877	805	0,16	0,61	0,26	0,60
	B45P25E25e0A _{sw,0}	32,4	2090	305	1877	805	0,15	0,90	0,39	0,38
	B45P25E25e0CG	28,9	2270	473	1674	718	0,21	0,74	0,32	0,66
B35P50	B35P50E25e0	35,8	3877	450	2864	1718	0,12	0,74	0,44	0,26
	B35P50E25e12,5	35,1	3202	585	2808	1685	0,18	0,88	0,53	0,35
B45P50	B45P50E25e0	35,8	4175	851	3477	2092	0,20	0,83	0,50	0,41
	B45P50E25e12,5	35,1	3386	477	3409	2045	0,14	1,01	0,60	0,23
Valores médios		33,8	-	-	-	-	0,19	0,87	0,42	0,49

Notas: f_{cm} , resistência média a compressão do concreto, obtida por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de concreto; F_u , força última obtida experimentalmente; F_f , força que provocou a primeira fissura; F_{teo} , força teórica, calcular por meio dos critérios dos pesquisadores franceses (2), limitando a tensão na zona nodal inferior igual a f_{ck} e a tensão na zona nodal superior igual a $1,40 \cdot f_{ck}$; F_d , força de projeto, calculado por meio dos critérios dos pesquisadores franceses, limitando as tensões nas regiões nodais superior e inferior igual a $0,85 \cdot f_{cd}$.

Figura 18 – Intensidades das deformações principais de compressão e idealização das diagonais comprimidas, modelo B35P25E25e0



F = 435 kN, antes do início da primeira fissura

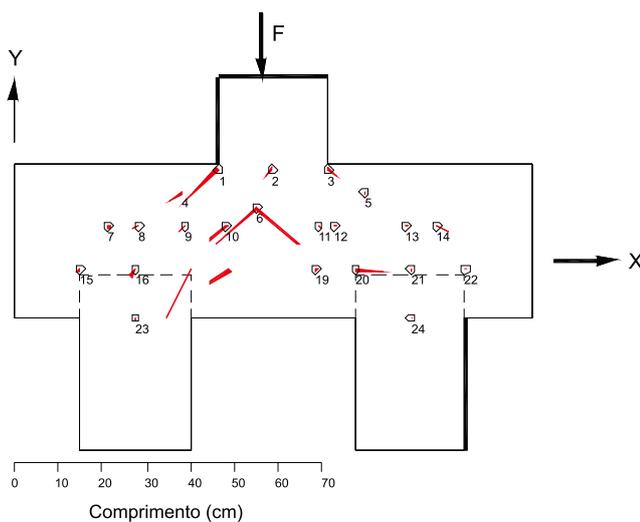


F = 1225 kN, antes da ruptura

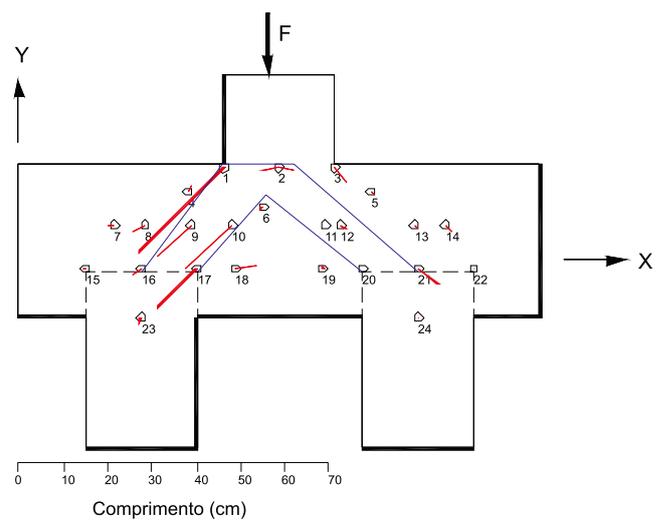
ção de eixos no ponto considerado e em regiões onde não havia fissuras. Quando, uma fissura passava por um ponto de medida a determinação das deformações numa determinada direção ficava comprometida, pois havia ruptura à tração do concreto, ocorrendo

distribuição de tensões, modificando as trajetórias das mesmas. Quando isso ocorria, as deformações principais de tração foram desprezadas, mas como o ângulo de inclinação das fissuras foi praticamente paralelo à direção da deformação principal de com-

Figura 19 – Intensidades das deformações principais de compressão e idealização da geometria das diagonais comprimidas, modelo B35P25E25e2,5



F = 290 kN, antes do início da primeira fissura



F = 1260 kN, antes da ruptura

Figura 20 – curva força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão do bloco, série B35P25

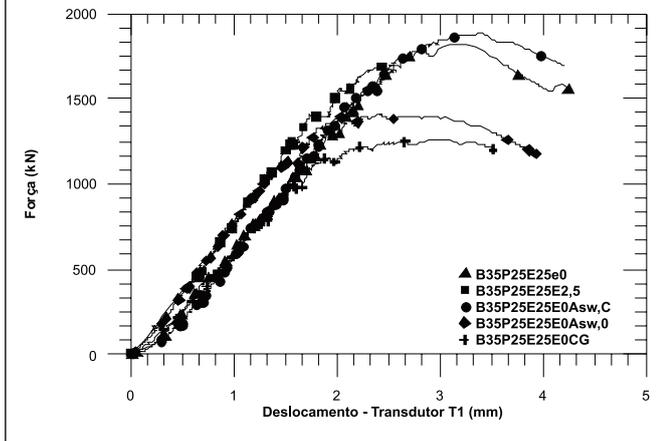
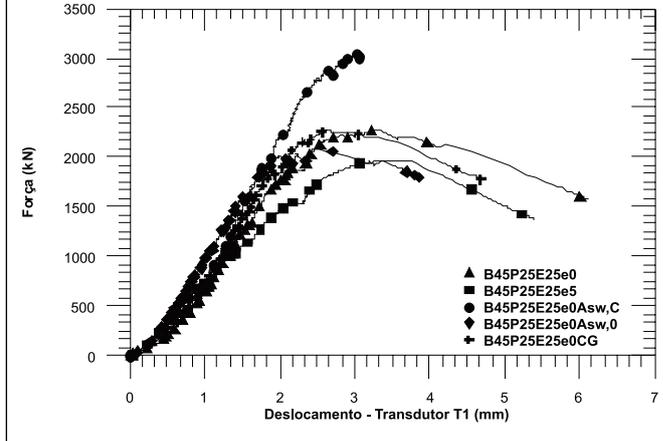


Figura 21 – curva força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão do bloco, série B45P25



pressão, tomou-se como referência o valor da deformação no concreto aferida na direção ϵ_{45° , desde que as fissuras não atravessassem às bases de medidas. Por meio das intensidades das deformações e suas direções principais produziram-se diagramas pelos quais evidenciaram quais as regiões dos blocos as deformações são maiores. A Figura [11] apresenta a convenção adotada para os ângulos das deformações principais, sendo positivo no sentido anti-horário medido partir do eixo x. As Figuras [18] a [19] mostram os diagramas de intensidades das deformações principais de compressão nas faces dos blocos sobre estacas (linhas na cor vermelha).

Por meio dos diagramas anteriores verificam-se as regiões dos blocos mais solicitadas. Constata-se que as seções das estacas mais próximas das extremidades dos blocos apresentam pequenas deformações, portanto, considerar que a seção da estaca apresenta as mesmas intensidades de tensões não é adequado.

As Figuras [20] a [23] apresentam curvas forças vs. deslocamento dos modelos das séries B35P25, B45P25, B35P50 e B45P50.

Nota-se nas Figuras [20] a [23] que a excentricidade da força de compressão reduziu as capacidades portantes dos blocos, e que as presenças das armaduras de fendilhamento (modelos B35P25E25e0A_{sw,C} e B5P25E25A_{sw,C}) as aumentaram. Mesmo o modelo B35P25E25e0, que teve um valor muito superior de resistência à compressão do concreto, $f_c = 40,6$ MPa, apresentou resultado de força última menor que o modelo B35P25E25e0A_{sw,C}. Todos os modelos foram moldados com o mesmo traço para os concretos, porém, em função dos atrasos nos ensaios de alguns modelos (B35P25E25e0 e B35P25E25e2,5), ocorreu aumento da resistência à compressão do concreto.

A Tabela [4] apresenta resultados de tensões determinadas em função dos critérios de Blévoit & Frémy [2], junto às zonas nodais inferior e superior.

Figura 22 – curva força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão do bloco, série B35P50

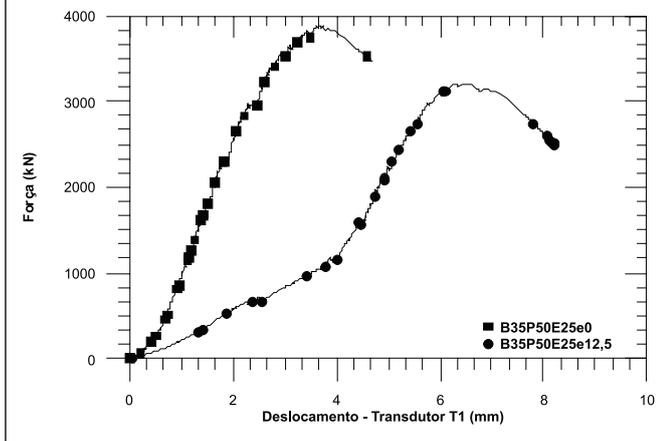


Figura 23 – curva força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão do bloco, série B45P50

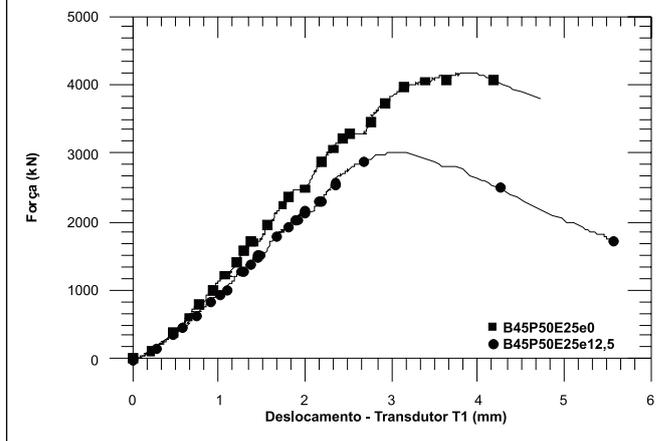


Tabela 4 – Esforço calculado em função dos critérios de Blévo & Frémy (2)

SÉRIES	BLOCOS	f_{cm} (MPa)	F_u (kN)	θ (graus)	$\sigma_{znl,B}$ (MPa)	$\sigma_{zns,B}$ (MPa)	$\sigma_{znl,B}/f_{cm}$	$\sigma_{zns,B}/f_{cm}$
B35P25	B35P25E25e0	40,6	1821	45	29,14	58,27	0,72	1,44
	B35P25E25e2,5	40,6	1688	45	27,01	54,02	0,67	1,33
	B35P25E25e0A _{sw,C}	32,8	1880	45	30,08	60,16	0,92	1,83
	B35P25E25e0A _{sw,D}	32,8	1406	45	22,50	44,99	0,69	1,37
	B35P25E25e0CG	28,9	1263	45	20,21	40,42	0,70	1,40
B45P25	B45P25E25e0	31	2276	54,5	27,47	54,94	0,89	1,77
	B45P25E25e5	31	1972	54,5	23,80	47,61	0,77	1,54
	B45P25E25e0A _{sw,C}	32,4	3055	54,5	36,87	73,75	1,14	2,28
	B45P25E25e0A _{sw,D}	32,4	2090	54,5	25,23	50,45	0,78	1,56
B35P50	B35P50E25e0	35,8	3877	53,1	48,46	48,46	1,35	1,35
	B35P50E25e12,5	35,1	3202	53,1	40,03	40,03	1,14	1,14
B45P50	B45P50E25e0	35,8	4175	61,8	43,00	43,00	1,20	1,20
	B45P50E25e12,5	35,1	3386	61,8	34,88	34,88	0,99	0,99
Valores médios		33,8	-	-	31,15	50,41	0,92	1,51

Notas: f_{cm} resistência média a compressão do concreto, obtida por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, F_u força última obtida experimentalmente; θ , ângulo de inclinação da Escora de compressão; $\sigma_{znl,B}$ e $\sigma_{zns,B}$ são as tensões junto às zonas nodais inferior e superior respectivamente, calculadas por meio das indicações de Blévo & Frémy (2).

6. Discussão dos resultados

Observa-se por meio dos resultados que as tensões existentes nos modelos ensaiados experimentalmente fizeram com que algumas seções dos blocos apresentassem ruptura do concreto (compressão-compressão-compressão, junto à zona nodal superior) e ruptura por tração do concreto (tração-compressão-compressão, junto às zonas nodais inferiores). Apesar do fato de que algumas regiões dos modelos plastificaram, outras ainda permaneceram em regime elástico, como pode ser observado principalmente nas zonas nodais inferiores, pois as seções dos blocos mais próximas das extremidades apresentaram deformações e tensões de pequena intensidade, ao contrário das regiões mais afastadas das extremidades dos blocos que sofreram ruptura.

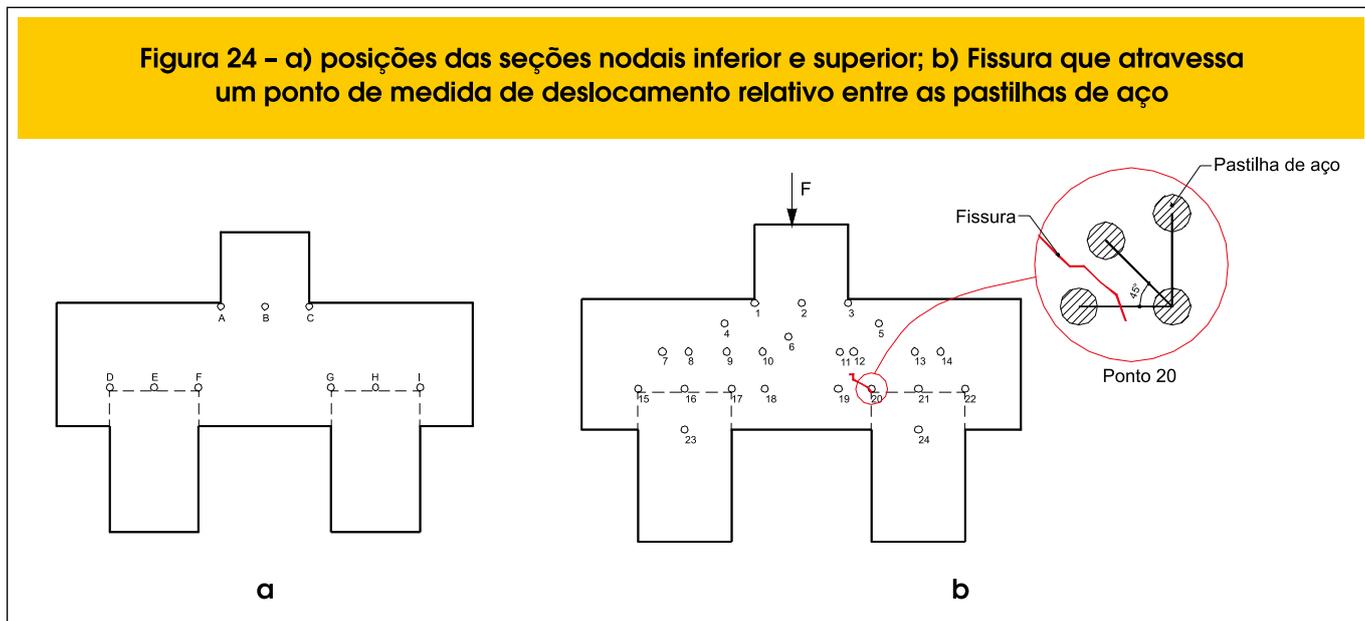
Os valores das tensões efetivas (σ_{ef}) nos modelos foram determinadas em função dos critérios de Blévo & Fremy [2] que considera que a área da Escora é igual à área de toda a estaca num plano inclinado cujo ângulo vale $(90^\circ - \theta)$, sendo θ o ângulo de inclinação da Escora de compressão com relação à horizontal. Essas tensões estão descritas na Tabela [4], junto à zona nodal inferior ($\sigma_{znl,B}$) e junto à zona nodal superior ($\sigma_{zns,B}$).

Como a maioria das seções dos blocos não apresentaram tensões que excediam às tensões de plastificação do concreto (f_c e f_t) para a intensidade de força onde as tensões foram calculadas, os mesmos ainda foram capazes de suportar forças, atingindo o colapso somente quando as forças externas produziram tensões superiores que a resistência de plastificação do material – Teorema do Limite Inferior. Como, trata-se de concreto armado, sendo o aço responsável por absorver às tensões de tração existentes nos modelos, as rupturas dos modelos ficaram restritas então ao esmagamento do concreto e ao escoamento das barras de aço.

Em função destes resultados apresentados na Tabela [4] é possível entender por que o código Modelo CEB-FIP [3] restringe o valor da tensão nas escoras em sessenta por cento da resistência de cálculo do concreto à compressão. Mas, o valor de $\sigma_{zi} = 0,60 \cdot [1 - (f_{ck}/250)] \cdot f_{cd}$, em megapascal, apresentado pelo Código Modelo é muito conservador, pois nos modelos em que a ruptura ocorreu junto à zona nodal inferior e superior simultaneamente (modelos das séries B35P50 e B45P50), essas tensões foram em média iguais ao valor da resistência $1,17f_{cm}$. A resistência média do concreto dos blocos para os modelos destas séries foi igual a 35,45 MPa. Portanto, considerando-se o coeficiente de minoração do material concreto (γ_c) igual a 1,5, determinou-se a tensão efetiva de cálculo junto à estacas, $\sigma_{zi,Bd} = 27,65$ MPa. O limite de tensão estabelecido pelo CEB-FIP [3] foi igual a 12,17 MPa. Assim, verifica-se que o valor limite apresentado pelo CEB-FIP [3] é cerca de 27% a favor da segurança.

Considerando os modelos apenas da série B35P25, a relação $\sigma_{zi,B}/f_{cm} = 0,70$, desprezando-se as relações do modelo B35P25E25e0A_{sw,C}, pois o mesmo apresentou força experimental última maior que os demais modelos de sua série, em função do mesmo ser construído com armadura de fendilhamento. É válido lembrar que a ruptura dos modelos da série B35P25 se deu por fendilhamento e após esmagamento do concreto junto à zona nodal superior. A resistência média à compressão do concreto dos blocos dos modelos dessa série, desprezando-se o modelo B35P25E25A_{sw,C}, foi igual a 35,73 MPa. Portanto, utilizando o limite de tensão junto à zona nodal inferior do CEB-FIP[3], obtêm-se o valor de $\sigma_{zi} = 13,12$ MPa. Considerando que o coeficiente de minoração do material concreto (γ_c) é 1,5 (estabelecido pelo CEB), determina-se a tensão efetiva de cálculo junto a zona nodal inferior ($\sigma_{zi,Bd}$) ocorrida nos modelos igual a 16,67 MPa. Enfim, pode-se concluir que o valor indicado pelo CEB-FIP [3] é cerca de 27 % a favor da segurança.

Figura 24 - a) posições das seções nodais inferior e superior; b) Fissura que atravessa um ponto de medida de deslocamento relativo entre as pastilhas de aço



Aplicando-se o mesmo método para os modelos da série B45P25, desprezando-se o valor da tensão junto à estaca, pelo mesmo motivo já exposto, determinou-se que a relação $\sigma_{zi,B}/f_{cm}$ igual a 0,85. Aplicando-se γ_c também igual a 1,5, determina-se a tensão efetiva de cálculo, junto à zona nodal inferior, $\sigma_{zi,Bd} = 17,5$ MPa. A tensão limite estabelecida pelo CEB-FIP [3] apresenta resultado igual a 10,81 MPa, assim, conclui-se que a tensão limite apresentada pelo CEB indica que a segurança é de aproximadamente 61%. Considerando a zona nodal superior, o Código Modelo do CEB-FIP [3] restringe o valor da tensão na Escora em $\sigma_{zs} = 0,85 \cdot [1 - (f_{ck}/250)] \cdot f_{cd}$ [mesmo valor sugerido por Machado [18] - $0,85 \cdot f_{cd}$]. Utilizando o mesmo método para a determinação da tensão efetiva da Escora junto ao pilar, ou seja, considerando que a área da Escora na zona nodal superior é igual à metade da área do pilar num plano inclinado cujo ângulo com relação à horizontal vale $(90^\circ - \theta)$, determinou-se a

relação $\sigma_{zs,B}/f_{cm}$ cujo valor é igual em média a 1,51. Neste caso, verifica-se também que o Código Modelo apresenta resultados conservadores. O valor de $\sigma_{zn,B}/f_{cm} = 1,51$ evidencia a ação de confinamento do concreto na zona nodal superior provocado pelas escoras. Analisando apenas os modelos da série B35P25, a menos do modelo B35P5e0A_{sw,C}, verificou-se que a relação $\sigma_{zn,B}/f_c$ foi igual a 1,38. Como, a resistência média à compressão do concreto dos modelos analisados nessa série foi igual a $f_{cm} = 35,73$ MPa, a tensão média junto ao pilar foi de 49,30 MPa. Utilizando $\gamma_c = 1,5$, determinou-se a tensão limite estabelecida pelo CEB-FIP[3], ou seja, $\sigma_{zs} = 17,35$ MPa. Por fim, verificou-se que o método do CEB, apresenta 106 % de segurança. Repetindo-se o mesmo método para os blocos da série B45P25, a menos do modelo B45P25E25e0A_{sw,C}, determinou-se que a relação $\sigma_{zn,B}/f_{cm}$ foi igual a 1,69 e que a resistência média a compres-

Figura 25 - Idealização dos fluxos das tensões principais de compressão, modelo B35P25E25e0

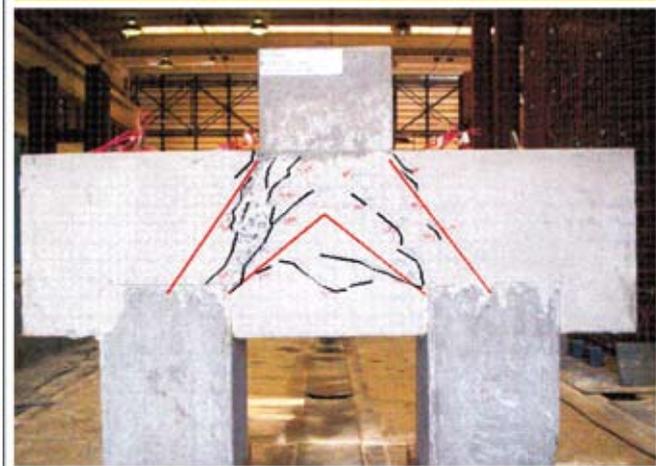


Figura 26 - Idealização dos fluxos das tensões principais de compressão, modelo B35P25E25e0A_{sw,C}

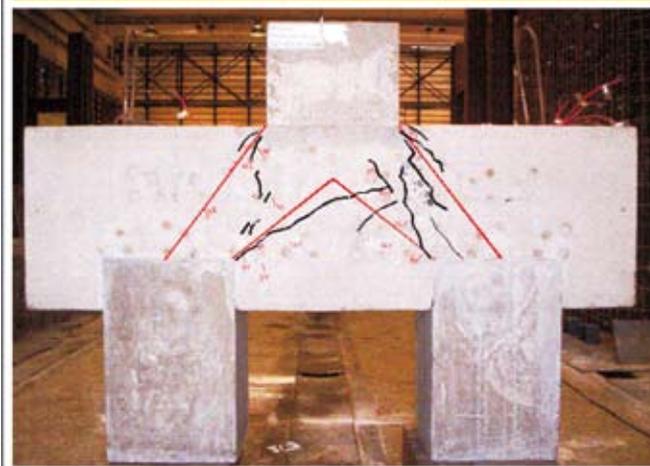
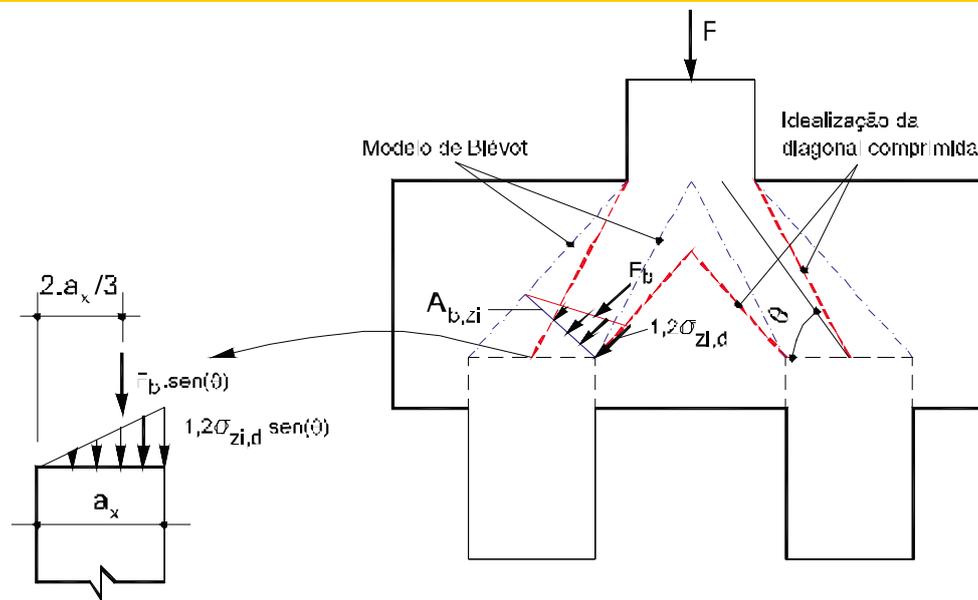


Figura 27 – Modelo proposto para a consideração da excentricidade da força na Escora junto à estaca



são dos concreto desses modelos foi igual a 30,83 MPa. Assim, a tensão média junto ao pilar foi igual a 52,10 MPa. A tensão limite estabelecida pelo CEB foi igual a 14,96 MPa, logo, a tensão limite do CEB apresenta segurança de 106 %.

Para os modelos da série B35P50 e B45P50, a relação $\sigma_{zn,B}/f_{cm}$ foi igual a 1,17 e a resistência média a compressão do concreto do bloco para estes modelos foi igual a 35,45 MPa. Assim, determinou-se o valor da tensão média junto à zona nodal superior igual a 41,48 MPa. O valor da tensão limite estabelecido pelo CEB-FIP[3], foi igual a 17,24 MPa, indicando segurança de 140 %.

Algo muito importante, que condiz com as análises numéricas desenvolvidas por Delalibera [14], relaciona-se às tensões e as deformações nas regiões nodais inferiores. Analisando-se os resultados dos diagramas apresentados nas Figuras [18] e [19], referentes a dois dos modelos ensaiados, verifica-se que nas seções D e I (ver Figura [24 – a]) as deformações possuem pequena intensidade, ao contrário das seções E, F, G e H (ver Figura [24 – b]). Mesmo, sem saber o valor das tensões nas seções F e G, pôde-se concluir que estas seções são mais solicitadas que as demais (pois foram às primeiras seções que apresentaram fissuras no concreto – ver Figura [24 – a]), portanto, considerar que a força na Escora de compressão seja distribuída de maneira uniforme em toda a seção transversal da estaca, num plano inclinado de $(90^\circ - \theta)$ não é adequado. Os resultados dos ensaios mostraram que as seções mais afastadas da extremidade dos blocos sobre as estacas foram mais solicitadas pela força de compressão oriunda da escora.

Em função do exposto, percebe-se que a força de compressão na diagonal comprimida é excêntrica em relação à estaca. Portanto, verifica-se que a estaca esta sujeita a ação de força normal e momento fletor.

As Figuras [25] a [26] apresentam as fissuras desenvolvidas durante os ensaios dos modelos conforme Delalibera [14]. Em todos os modelos as fissuras se desenvolveram de maneira mais intensa

na região delimitada pela linha vermelha. Por meio das posições dessas fissuras é possível verificar, mesmo que de maneira aproximada, o fluxo das tensões principais de compressão, ou seja, determina-se a forma geométrica das diagonais comprimidas.

Em função das deformações nas faces dos blocos junto às zonas nodais inferiores (seções F e G foram as que apresentaram maiores deformações em relação às seções E, H, D e I) e em função da idealização dos fluxos das tensões principais de compressão, sugere-se um critério para o dimensionamento das estacas quanto a consideração da excentricidade da força de compressão oriunda da diagonal comprimida.

Admite-se que apenas parte da estaca é solicitada, em função disso, estabelece-se um diagrama de tensões junto à zona nodal inferior, que, de maneira indireta, introduz uma excentricidade na cabeça da estaca. A Figura [27] mostra o modelo proposto.

Na face mais afastada da estaca em relação à borda do bloco, admite-se que atue uma tensão igual a $1,2 \cdot \sigma_{zi,d} \cdot \sin(\theta)$ e na seção da estaca mais próxima a borda do bloco, supõe-se, a favor da segurança para o dimensionamento das estacas, que a tensão tenha valor nulo. A média das tensões nas estacas fica igual a $0,60 \cdot \sigma_{zi,d}$ e precisa ser menor que a uma dada resistência última.

Esses valores são válidos para blocos sem armadura de fendilhamento, pois a introdução de tal armadura aumentou o valor da capacidade portante do bloco. Isso evidencia que a capacidade última do bloco não esta ligada ao esmagamento da diagonal comprimida junto à estaca e ao pilar, mas sim, primeiramente em função do fendilhamento da mesma.

7. Conclusão

Constatou-se, que os modelos ensaiados com armadura de fendilhamento (B35P25E25e0A_{sw,C} e B45P25E25e0A_{sw,C}) apresentaram em média, valores de capacidade portante 21,7 %

maior para os blocos da série B35P25 e 41,9 % maior para os blocos da série B45P25.

Observou-se também, que a presença de momento nos blocos, diminui sua capacidade portante.

Constatou-se que o aumento da seção transversal do pilar, mantendo-se as propriedades mecânicas e geométricas dos blocos, aumentou a capacidade portante dos mesmos.

Em função dos resultados obtidos por meio das deformações nas faces dos blocos, foi possível identificar, mesmo que de maneira aproximada, a forma geométrica do fluxo de tensões de compressão (Figuras [18] e [19]).

Fica claro que, para as seções dos blocos localizadas sobre as seções das estacas mais próximas das extremidades dos blocos, as intensidades das deformações são pequenas se comparadas com as intensidades das tensões das seções dos blocos situadas sobre as seções das estacas mais afastadas das extremidades dos blocos. Portanto, pode-se admitir que apenas parte da estaca é solicitada de maneira mais intensa (esse modelo é mais próximo do real, do que o modelo que considera que toda a estaca esteja solicitada pela mesma força de compressão da Escora).

Com relação à zona nodal superior, há grande concentração de tensões logo abaixo do pilar. Em função disto, considerar que a metade da área da seção transversal do pilar é solicitada pela metade da força aplicada no topo do pilar é o procedimento indicado.

Ao contrário do que afirma Adebar et al. [6], em seu modelo de escora e tirante refinado aplicado aos blocos sobre estacas, não ocorreram nos ensaios realizados expansão do fluxo de tensão de compressão ao longo da altura do bloco. Ao contrário, as deformações foram maiores nas seções dos blocos mais próximas das extremidades dos pilares e da seção da estaca mais afastada da extremidade do bloco.

Por fim, apresentou-se um método baseado em observações experimentais, para a consideração da força resultante excêntrica na diagonal comprimida junto à zona nodal inferior. Desta maneira, supõe-se que as estacas precisam ser dimensionadas para resistirem esforços solicitantes de força normal de compressão e momento fletor (flexo-compressão). Durante os ensaios, não restringiram-se os deslocamentos horizontais das estacas, a menos do atrito entre a base da estaca e a placa de aço posicionada sobre as células de carga. Verificou-se, por meio de transdutores de deslocamentos posicionados de maneira a obter valores de deslocamentos no sentido longitudinal dos blocos, que ocorreram deslocamentos entre 1 mm a 2,5 mm. É claro que o comportamento de blocos sobre estacas, com estacas com grandes comprimentos dos fustes é diferente dos blocos ensaiados no laboratório, pois as estacas tinham pequeno comprimento de fuste. Porém, esse fator também foi analisado antes dos ensaios, por meio de simulações numéricas. Blocos sobre estacas com fustes longos foram analisados. O solo foi modelado como meio contínuo. Os resultados foram análogos aos resultados dos ensaios e mais detalhes podem ser vistos em Delalibera [14] e Delalibera & Giongo [16].

Os resultados das tensões efetivas, determinadas em função dos critérios de Blévet & Frémy [2], apresentaram resultados superiores aos limites de tensões junto às zonas nodais inferior e superior apresentados pelos critérios do CEB-FIP[3].

Pode-se observar que nos modelos da série B35P50 e B45P50, que as tensões junto às estacas (B35P50E25e0 - $\sigma_{z_{ni,B}} = 48,46$ MPa; B35P50E25e12,5 - $\sigma_{z_{ni,B}} = 40,03$ MPa; B45P50E25e0, $\sigma_{z_{ni,B}} =$

43,00 MPa; e B45P50E25e12,5 - $\sigma_{z_{ni,B}} = 34,88$ MPa), calculadas por meio do critério de Blévet & Frémy [2], apresentaram valores maiores que a resistência média à compressão do concreto do bloco. Sendo assim, em situações de blocos sobre estacas, que ocorrem à existência de pilares alongados, faz-se necessário analisar com cuidado às tensões na zona nodal inferior.

Sugere-se, como critério seguro, que se considere apenas parte da seção transversal das estacas (metade) para a verificação das tensões na região nodal inferior, limitando-se a tensão na zona nodal inferior a f_{cd} .

8. Agradecimentos

À FAPESP (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo apoio financeiro em forma de bolsa de pós-doutoramento ao primeiro autor e pelo Auxílio à Pesquisa concedido ao segundo autor (processo número 05/00182-5). Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelo apoio financeiro em forma de bolsa de doutoramento ao primeiro autor, por ocasião da pesquisa que resultou neste artigo.

9. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2004;
- [02] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v. 20, n. 230, 1967, p. 223-295, fev;
- [03] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model code for concrete structures. *Bulletin D'Information*, Paris, n. 203-205, July, 1990;
- [04] SCHLAICH, J., SCHAFFER, H. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. *The Structural Engineer*, v.69, n.6, 1991, p.113-125, March;
- [05] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP, *Recommandations particulières na calcul et à l'exécution des semelles de fundations*. *Bulletin D'Information*. Paris, n. 73, 1970;
- [06] ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. *ACI Journal*, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb, 1990;
- [07] CSA STANDARD A23.3-94. Design of Concrete Structures with Explanatory Notes. Canadian Portland Cement Association. Ontario, Canada, 1994;
- [08] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. *Instrucción española de hormigón armado (EHE)*. Madrid, 2002;
- [09] DELALIBERA R, G.; GIONGO, J. S. Armadura de fendilhamento em blocos sobre duas estacas. *II Congresso Brasileiro de Pontes – ABPE*, 2007, Rio de Janeiro, RJ;
- [10] FUSCO, P. B. Técnicas de armar estruturas de concreto. Editora Pini Ltda., 1994, São Paulo;
- [11] TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. Some detailing problems in concrete frame structures. *The Structural Engineer*, 1976, January;

- [12] MIGUEL, M. GIONGO, J. S.; TAKEYA, T. Análise experimental de blocos sobre três estacas. XXIX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2000, Brasília;
- [13] ITURRIOZ, I.; D'AVILA, V. M. R.; RAUSH, A. Análise experimental-computacional de um bloco de estacas de concreto armado. XXXIX Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural, 2000; Brasília;
- [14] 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, 2006, São Carlos;
- [15] DELALIBERA R, G.; GIONGO, J. S. Ancoragem da armadura principal em blocos sobre duas estacas. 49º Congresso Brasileiro do Concreto, 2007, Bento Gonçalves, RS;
- [16] DELALIBERA R, G.; GIONGO, J. S. Influence of the pile's rigidity on distribution of stress in two pile caps. Fib Symposium Dubrownik, 2007. Dubrovnik, Croacia;
- [17] MORAES, M. C. Estruturas de Fundações. Ed. McGraw-Hill do Brasil, 1976, São Paulo;
- [18] MACHADO, C. P. Elementos especiais estruturais de concreto armado. São Paulo, FDTE - EPUSP – IPT, 1979, (Notas de Aula), v1.