

## The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps

### *A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas*



A. C. MESQUITA <sup>a</sup>  
[www.srocha.eng.br](http://www.srocha.eng.br)

A. S. ROCHA <sup>a</sup>  
[www.srocha.eng.br](http://www.srocha.eng.br)

R. G. DELALIBERA <sup>b</sup>  
[delalibera@ufu.br](mailto:delalibera@ufu.br)

W. A. DA SILVA <sup>c</sup>  
[wellington\\_andrade@ufg.br](mailto:wellington_andrade@ufg.br)

#### Abstract

The paper analyzes the two pile caps with partially embedded socket and subject a center load. Three models were experimentally tested, varying the type of conformation of the column and walls of the socket, with a smooth, the other rough, and a monolithic two pile cap, used for reference. The roughening of the column-socket interface was examined with the aim of verifying the difference of the distribution of compressive and tensile stresses in the strut and tie model used for design. The experimental test to show that the two pile caps with conformation rough of the column and walls of the socket, support more load in comparison with two pile caps with smooth of the column and walls of the socket. Both however underperformed the monolithic two pile cap, with values of 66% and 36% respectively.

**Keywords:** two pile caps, reinforced concrete, foundations.

#### Resumo

O trabalho analisa o comportamento de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido, submetidos à ação de força centrada. Foram ensaiados experimentalmente três modelos, variando-se o tipo de conformação das paredes dos pilares e do cálice, sendo uma lisa, outra rugosa e um bloco monolítico, utilizado para referência. A rugosidade na interface pilar-cálice foi analisada, com o intuito de verificar a diferença das distribuições dos fluxos de tensões de compressão e tração no modelo de biela e tirante empregado no dimensionamento e, conseqüentemente, o comportamento estrutural. As análises experimentais constataram que o modelo com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou capacidade resistente superior ao modelo com conformação lisa. Ambos, porém tiveram desempenho inferior ao bloco monolítico, com valores de 66% e 36% respectivamente.

**Palavras-chave:** blocos sobre duas estacas, concreto armado, fundações.

<sup>a</sup> CMEC, UFG, SRocha Consultoria e Projetos Ltda, Goiânia, GO, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia, MG, Brasil;

<sup>c</sup> Universidade Federal de Goiás, Regional Catalão, Faculdade de Engenharia, Catalão, GO, Brasil.

# 1. Introdução

## 1.1 Considerações iniciais

As fundações são compostas por elementos de ligação entre a superestrutura e o solo, cuja finalidade é transferir ao terreno as ações que a estrutura está submetida. Elas são separadas em dois grupos: as fundações superficiais e as fundações profundas. A distinção entre esses dois tipos de fundações é feita segundo o critério de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinja a superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem geralmente duas vezes sua menor dimensão, a norma ABNT NBR 6122:2010 [1] determina que as fundações profundas sejam aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e pelo menos 3 metros de profundidade.

A escolha do tipo de fundação conveniente para cada edificação depende de alguns fatores, como a tecnologia construtiva disponível na região da edificação, condições econômicas, características geotécnicas do terreno, intensidade das ações, edificações limítrofes, entre outras. De posse desses fatores e das combinações entre eles, o engenheiro determina qual tipo de fundação adequada para cada situação. Por meio de estudos sobre a escolha do tipo de fundação a ser utilizada em uma determinada obra, quando a fundação for com estacas, faz-se necessário a construção de outro elemento estrutural: o bloco de coroamento ou também denominado bloco sobre estacas. Estes blocos de fundação são estruturas de volume que têm a função de solidarizar as cabeças das estacas e transferir de forma eficaz as ações dos pilares aos elementos de fundação. Apesar da importância do elemento bloco de fundações, ele não permite a inspeção visual quando em serviço. Sendo assim, é importante o conhecimento de seu comportamento. Os modelos mais adequados ao dimensionamento de estruturas de volume são os modelos tridimensionais e bielas e tirantes.

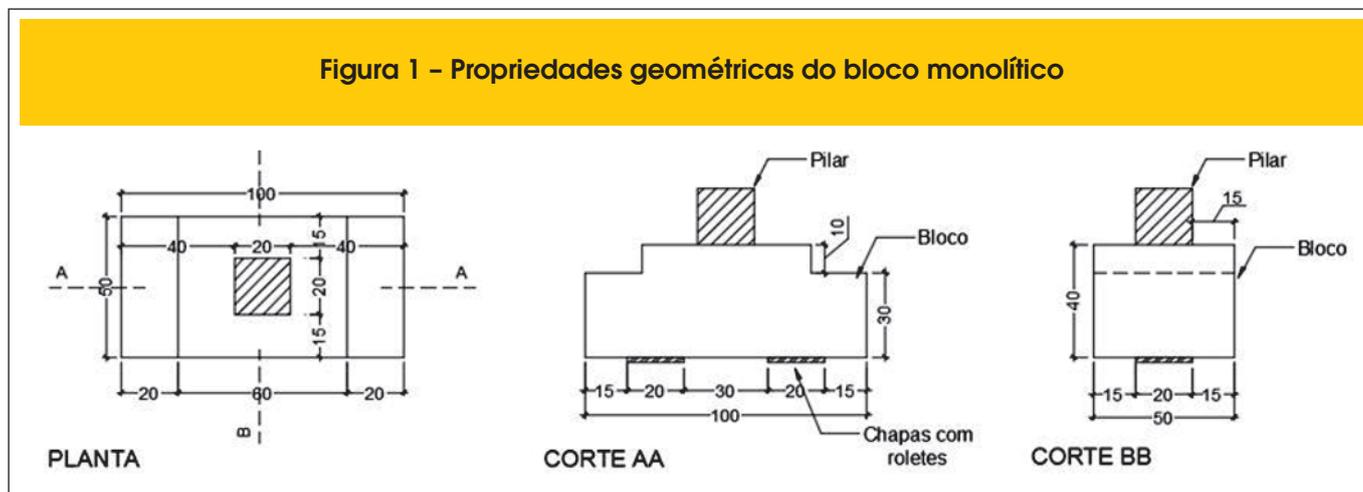
As dimensões em planta dos blocos sobre estacas dependem da disposição das estacas, adotando-se, em geral, o menor espaçamento possível entre elas, para evitar a necessidade da utilização de armadura de suspensão entre as mesmas. Esse espaçamento é adotado igual a 2,5 vezes o seu diâmetro no caso de estacas pré-moldadas e 3,0 vezes o diâmetro se as estacas forem mol-

dadas no local. Quando se estabelece as distâncias mínimas entre as estacas, evita-se o efeito de grupo nas estacas do bloco de coroamento. Deve-se ainda respeitar uma distância mínima entre as faces das estacas e as extremidades do bloco, com intuito de melhorar as condições de ancoragens das barras de aço principais de tração-tirante, conforme MUNHOZ [2].

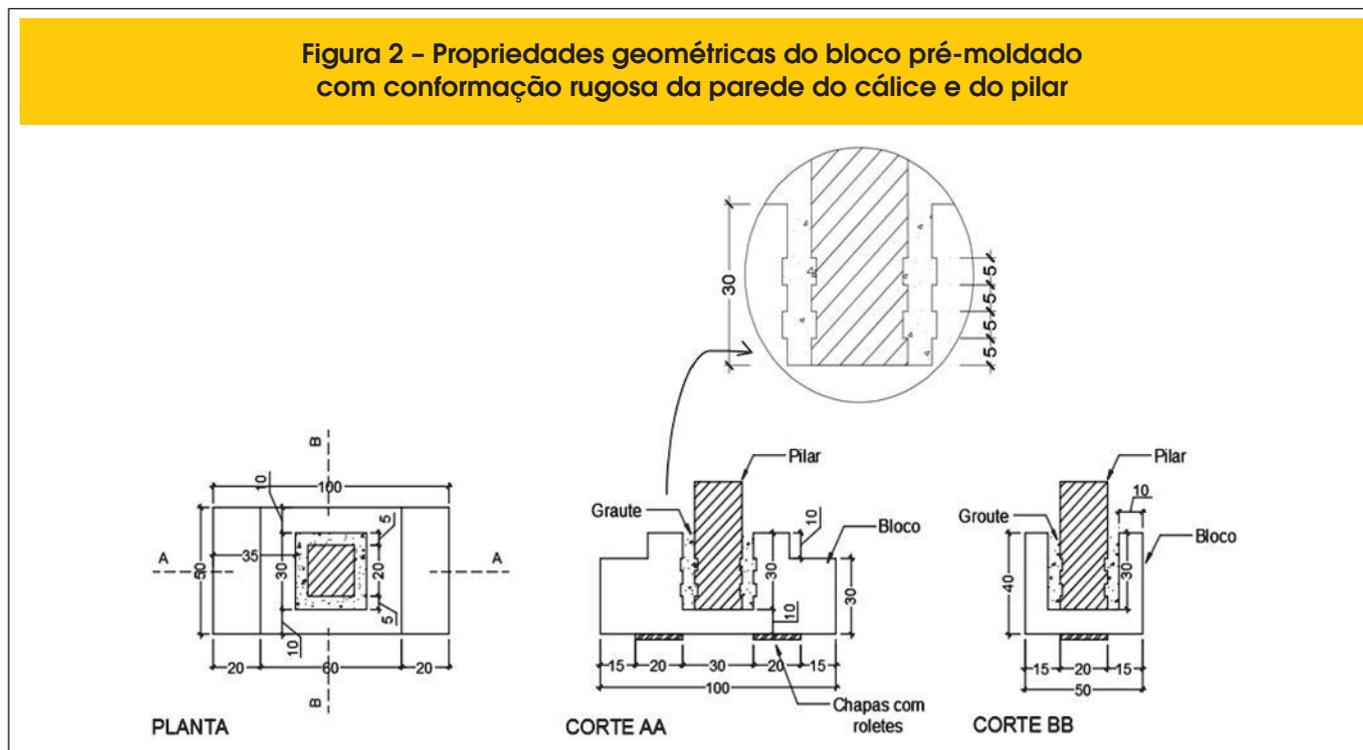
O comportamento estrutural e o dimensionamento dependem da classificação do bloco quanto à rigidez, utilizando-se os mesmos critérios das sapatas, segundo a ABNT NBR 6118:2014 [3]. No caso de blocos rígidos podem-se adotar para o dimensionamento e detalhamento dos blocos, modelos estruturais tridimensionais lineares ou não-lineares e modelos de bielas e tirantes tridimensionais, sendo esses últimos preferenciais por definirem com melhor eficiência a distribuição de forças no interior do bloco. A ABNT NBR 6118:2014 [3] não traz em seu texto recomendações para verificação e dimensionamento deste elemento, apenas sugere quais os critérios a ser utilizados e recomendações dos valores das tensões limites junto às zonas nodais inferior (junto à estaca) e superior (junto ao pilar). Contudo, não há recomendações da determinação da forma geométrica das bielas (ou escoras).

Ao utilizar modelo de bielas e tirantes, considera-se a formação de regiões descontínuas (conhecidas como regiões D), que são regiões onde a distribuição de tensões é não linear e que não são válidas as hipóteses de Bernoulli (conhecidas como regiões B, onde há variação linear na tensão atuante na seção transversal). Neste modelo, as verificações de compressão nas bielas são oriundas do Modelo de Blévo & Frémy [4]. As tensões nas regiões nodais, sugeridas pela ABNT NBR 6118:2014 [3] (entende-se por regiões nodais as ligações estaca-bloco e pilar-bloco) têm valores inferiores às tensões limites sugeridos por Blévo & Frémy [4], pois consideram o efeito deletério das tensões de tração junto às zonas nodais com existência de tração. Porém, junto às zonas nodais em que não ocorre tração, ou seja, nós com compressão apenas, a ABNT NBR 6118:2014 [3] não considera o efeito do comportamento triaxial do concreto, reduzindo o valor da tensão nodal igual a  $0,58n_{f_{cd}}$  (ou  $0,27n_{\alpha_v}n_{f_{cd}}$ ) em função do efeito Rűch, do efeito do aumento da resistência do concreto ao longo do tempo, do fator de forma e velocidade entre os ensaios dos corpos-de-prova e do comportamento da estrutura. O Código Modelo do CEB-FIP [5] sugere geometrias para os nós das regiões nodais, sendo possível realizar as verificações de tensões nessas regiões.

Figura 1 - Propriedades geométricas do bloco monolítico



**Figura 2 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação rugosa da parede do cálice e do pilar**



O modelo de bielas e tirantes pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura, utilizando o processo do caminho das mínimas forças, sugerido por Schlaich et al. [6]. Estas tensões podem ser obtidas por meio de uma análise elástica e linear ou não-linear, utilizando métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos.

Ao utilizar estruturas pré-moldadas é necessário, após a execução das estacas e do bloco, a colocação do pilar. Posteriormente, é imprescindível garantir a solidarização da superestrutura com a fundação. Utiliza-se então um elemento de ligação (O elemento de ligação entre o pilar e o bloco poderá ocorrer por meio de chapa de base, por emenda das barras de aço da armadura com graute e bainha, por emenda de armaduras salientes e por cálice, a qual será estudada neste trabalho), que tem como principal objetivo estrutural a transferência dos esforços entre os elementos pilar e bloco, e permitir a interação estrutural entre os mesmos. Essas ligações são regiões de descontinuidade, onde ocorrem concentrações de tensões e constituem um ponto delicado no que se refere ao dimensionamento e montagem das estruturas de concreto pré-moldado, por possuírem grande influência no comportamento estrutural das mesmas.

A união da superestrutura, por meio de cálice, no bloco de fundações é realizada embutindo um trecho do pilar (comprimento de embutimento) em uma abertura do elemento de fundação que possibilite seu encaixe. Normalmente o cálice é construído sobre o bloco, mas utilizam-se também blocos com cálice embutido ou parcialmente embutido.

## 1.2 Justificativa

Utilizar o sistema construtivo com concreto pré-moldado é uma maneira de se industrializar o processo de construção civil. Este sistema, por ser produzido em indústrias, permite o cumprimento

dos prazos contratados, a redução do desperdício de materiais e mão de obra, maior controle de qualidade, produtividade e racionalidade. No Brasil, o tipo de ligação mais usual é a que utiliza blocos sobre estacas com cálice.

Este trabalho justifica-se, entre outros motivos, pela importância que o elemento estrutural bloco sobre estacas têm na estrutura de uma edificação. A impossibilidade de se inspecionar visualmente o comportamento deste elemento quando em serviço, a falta de conhecimento da forma geométrica das bielas de compressão, a incerteza dos mecanismos de transmissão das ações atuantes no pilar para o bloco, os modos de ruína, além de poucas informações técnicas existentes no meio técnico corroboram a necessidade desta pesquisa.

Outro fator interessante é contribuir com informações referentes aos estudos das interferências e conseqüências que os diferentes tipos de superfície de contato entre as paredes do cálice e do pilar exercem tanto no comportamento da ligação, bem como no desempenho do elemento estrutural.

## 1.3 Objetivos

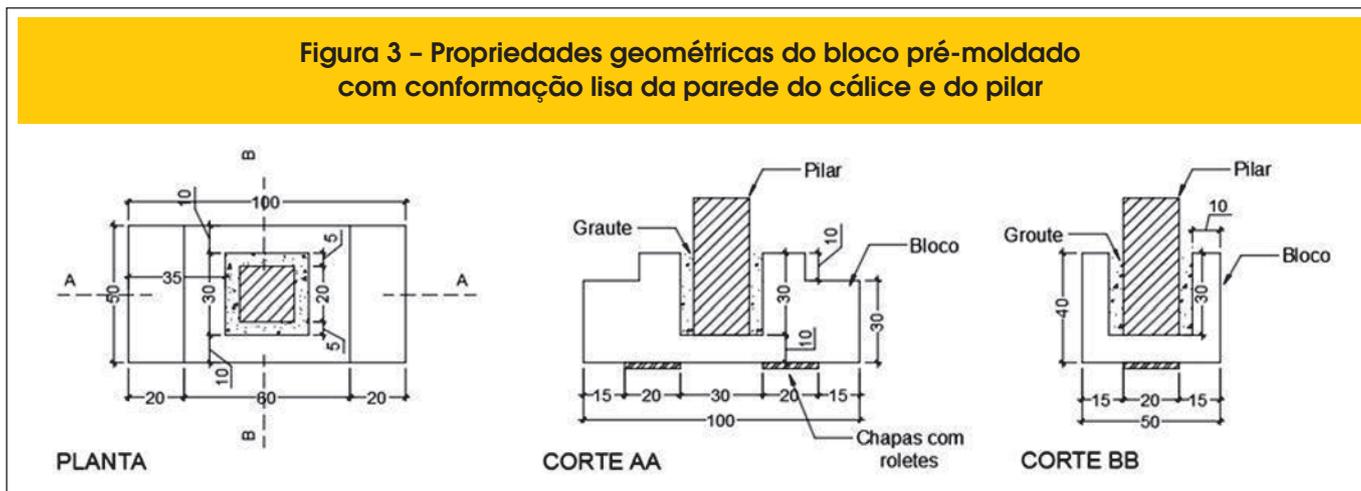
O objetivo deste trabalho consiste em analisar e discutir o comportamento estrutural da ligação pilar-fundação por meio da ligação do tipo cálice em blocos sobre duas estacas, através de análises experimentais.

## 2. Programa experimental, materiais e métodos

### 2.1 Propriedades geométricas dos modelos

Para este trabalho, foram construídos três modelos de blocos de concreto armado, sendo um monolítico (pilar e bloco concretados

Figura 3 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação lisa da parede do cálice e do pilar



juntos – figura [1]), tomado como referência e dois modelos de blocos para pilares pré-moldados. Um dos modelos para pilares pré-moldados possui a interface cálice-pilar com superfície rugosa (figura [2]) e o outro tem interface cálice-pilar com superfície lisa (figura [3]).

Conforme sugerido por EL DEBS [7], a parede do cálice ( $h_c$ ) deve ser o maior valor entre 10 centímetros e um terço da abertura

do cálice ( $\frac{hx_{int}}{3}$  e  $\frac{hy_{int}}{3}$ ). Desta forma, o valor adotado foi igual a

10 centímetros (figura [4]).

A distância entre os apoios das estacas foi definida de modo a ser o ângulo de inclinação da biela em relação ao plano horizontal  $\alpha = 60,23^\circ$ . A inclinação da biela em relação ao plano horizontal foi obtida em função do arcotangente da altura útil do bloco (altura total igual a 40 cm e altura útil igual a 35 cm) e em relação à distância medida entre o eixo da estaca até a um quarto da dimensão do pilar, medida no sentido do eixo longitudinal do bloco. Este valor é inferior ao valor limite permitido pela ABNT NBR 6118:2014 [3], cujo ângulo é igual a  $63,43^\circ$ . Dessa forma, a distância entre os eixos dos apoios das estacas foi adotada igual 50 centímetros. Fez-se necessário esta distância em função da limitação

de espaço para a utilização do equipamento de ensaio no interior do laboratório.

O comprimento de embutimento ( $l_{emb}$ ), definido pela ABNT NBR 9062:2006 [8], para pilares pré-moldados com paredes rugosas, é de 40 centímetros. A rugosidade deve ser igual a 1 centímetro a cada 10 centímetros. Porém, por critério de projeto, adotou-se o comprimento de embutimento ( $l_{emb}$ ) de 30 centímetros e a rugosidade de 5 centímetros a cada 10 centímetros. Estes valores foram adotados pela facilidade de construção desta superfície na indústria ou na obra, ao utilizar ripas de madeira encontradas comercialmente, com dimensões de 5 e 1 cm. Apesar do comprimento de embutimento ser menor do que especificado pela ABNT NBR 9062:2006 [8], ele está de acordo com a EN 1991 [9], dado por  $1,2h_x$  ou  $1,2h_y$ , sendo  $h_x$  e  $h_y$  definidos como as dimensões do pilar.

Outro item recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 [8] para a determinação do comprimento de embutimento do pilar, refere-se ao comprimento necessário para a ancoragem das barras de aço da armadura do pilar para transferência de tensões para o bloco. Este comprimento de embutimento  $l_{emb}$  deve ser superior ao comprimento de ancoragem. No caso do trabalho, considerando o diâmetro das barras de aço longitudinais nervuradas do pilar iguais a

Figura 4 – Blocos sobre estacas

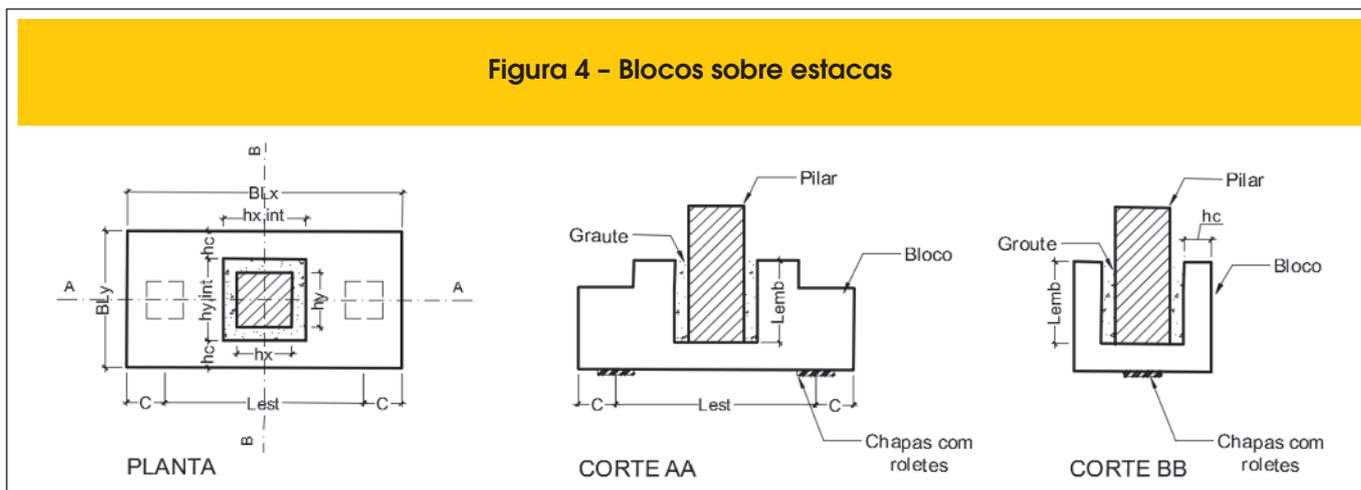
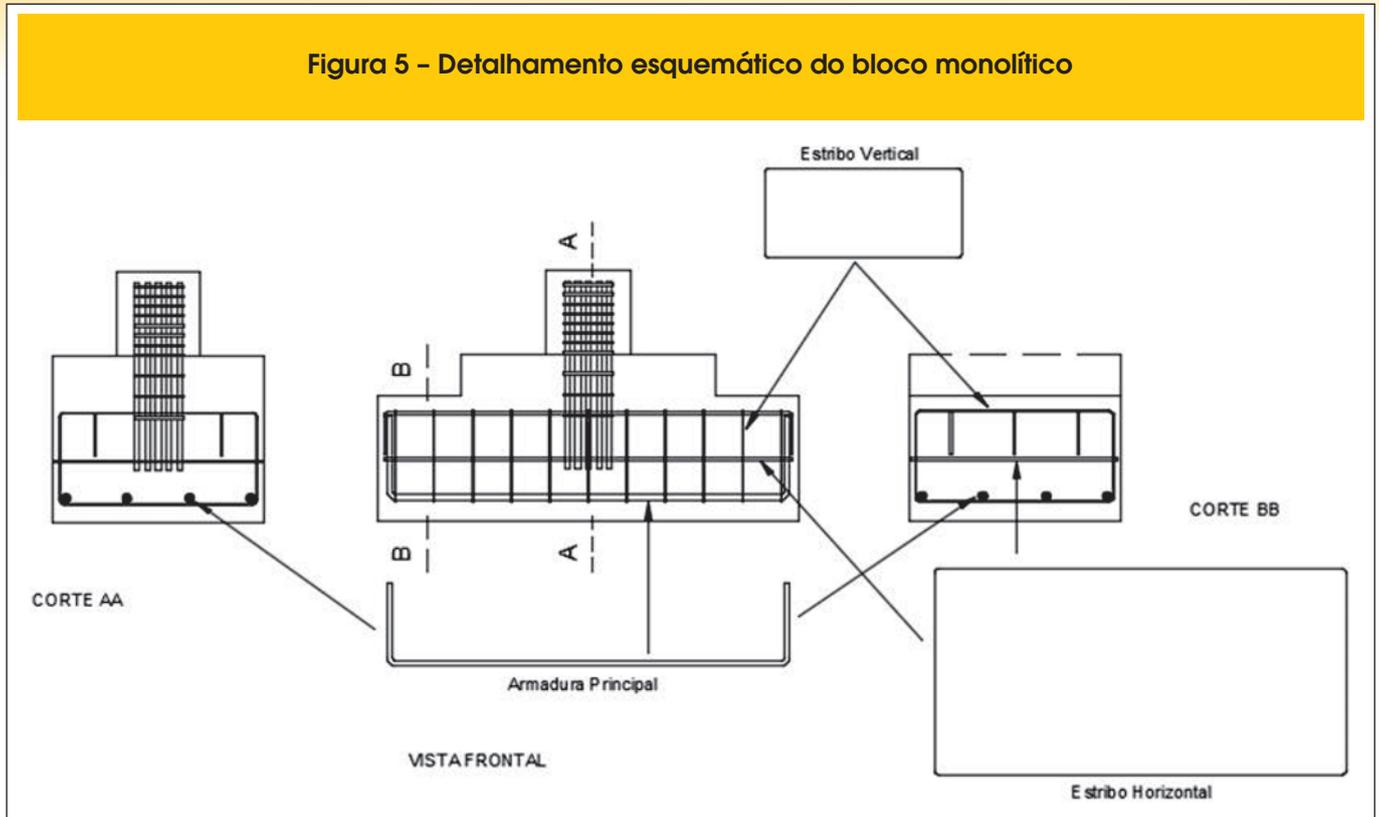


Figura 5 - Detalhamento esquemático do bloco monolítico



dezesseis milímetros, classe CA-50, condição de boa aderência e concreto com resistência média à compressão igual a 48,0 MPa, o valor deste comprimento seria de 18,4 centímetros.

A ABNT NBR 6118:2014 [3] indica ainda um efeito favorável da biela junto ao pilar, (descritos nos itens 9.4.2.5 e 22.7.4.14), devido à existência de grande concentração de tensões de compressão

Figura 6 - Detalhamento esquemático dos blocos pré-moldados com conformações rugosas e lisas das paredes dos cálices e dos pilares

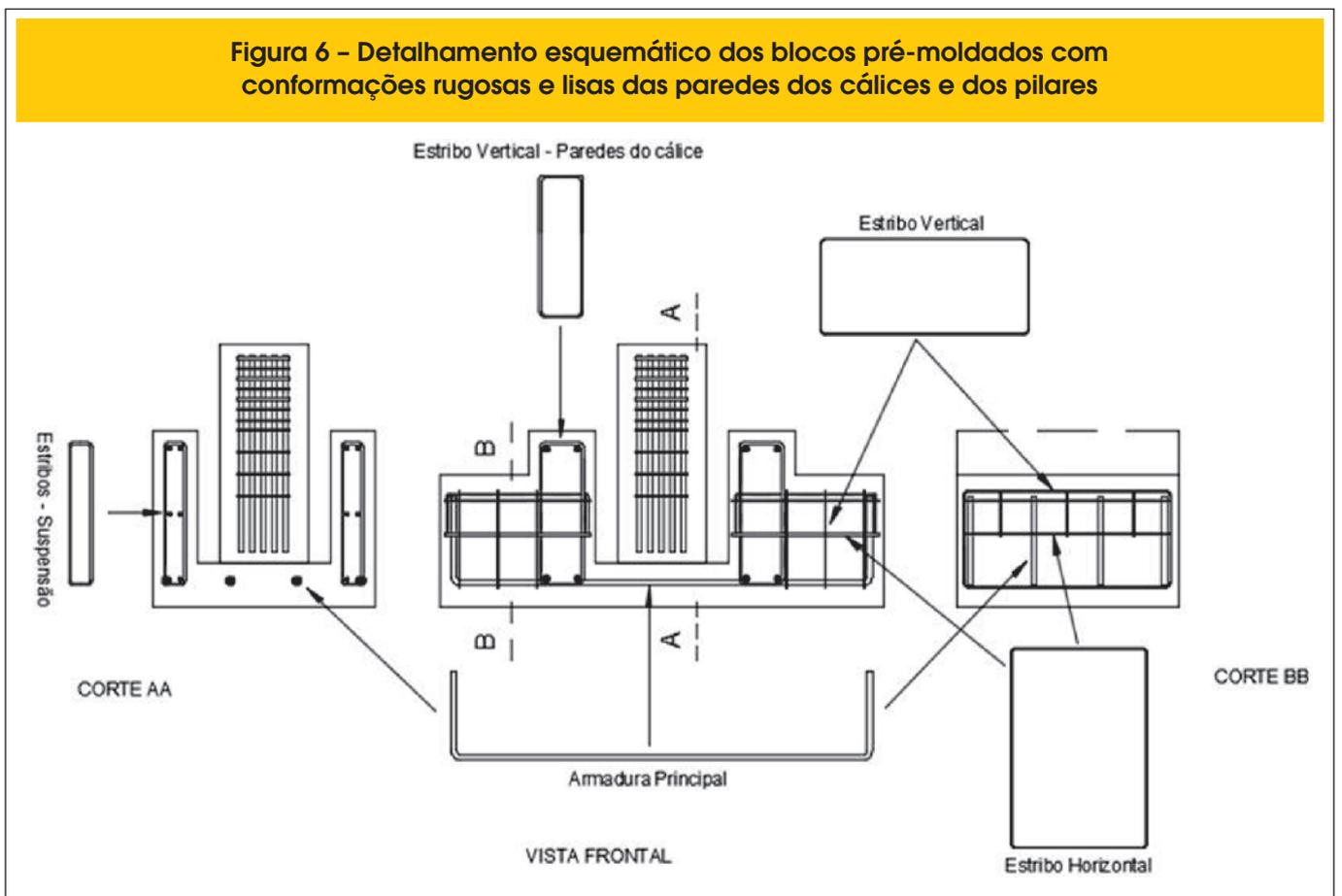
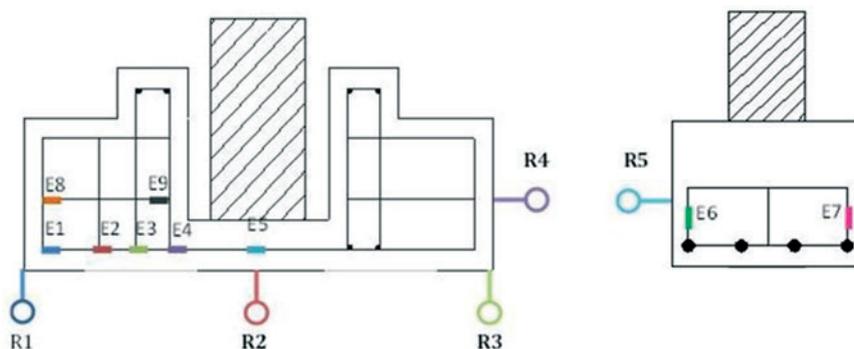


Figura 7 – Mapeamento das posições dos extensômetros elétricos de resistência e dos relógios comparadores nos blocos



nesta região, podendo ser aplicado um coeficiente redutor para o comprimento de embutimento  $l_{emb}$  que, segundo Fusco [10] é igual a 0,60, ou seja,  $l'_{emb} = 0,60 \times l_{emb}$ , o que resultou um valor igual a 11 centímetros.

## 2.2 Concreto

A construção dos blocos foi feita utilizando-se concreto autoadensável. Este concreto foi produzido no laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado em Engenharia Civil – UFG). A utilização deste concreto justifica-se pelas pesquisas desenvolvidas pelo CMEC a cerca do concreto autoadensável. Os materiais para construção do mesmo foram doados pela empresa Concreto Redimix do Brasil S.A.. A caracterização dos materiais e o estudo de dosagem foram feitos pelo Laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda.

O traço em massa do concreto utilizado na moldagem dos blocos foi igual a 1 : 2,05 ; 1,36 ; 1,14 ; 0,76 : 0,67 (cimento, areia natural, areia artificial, brita 0, brita 1 e relação água cimento – a/c). Para atingir a fluidez e coesão necessárias, ainda foram utilizados 0,6% de aditivo polifuncional, 0,4% de aditivo superplastificante e 6% de sílica ativa, ambos em relação ao consumo de cimento.

Para obter as propriedades mecânicas do concreto endurecido, realizaram-se ensaios de resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndrico, resistência à tração por compressão diametral e ensaio de módulo de elasticidade.

As resistências médias à compressão e à tração do concreto utilizado na moldagem dos blocos, aos 28 dias, teve valores iguais a 44,5 MPa e 4,04 MPa respectivamente. O módulo de elasticidade foi igual a 31,2 GPa.

Para os pilares utilizou-se microconcreto tipo graute industrial, marca Bautech, com resistências médias à compressão e à tração superiores as dos blocos, com valores iguais a 48,0 MPa e 4,2 MPa. O módulo de elasticidade aferido foi igual a 22,0 GPa.

Os elementos estruturais foram moldados separadamente: primeiro os blocos e posteriormente os pilares, com seus respectivos concretos. Após a cura e desforma, os pilares pré-moldados foram colocados nos respectivos blocos e concretados com microconcreto tipo graute.

## 2.3 Armadura

As barras de aço utilizadas para montagem da armadura foram da marca Gerdau, doadas pela empresa Prémoldado Indústria de Pré-Moldados Ltda, sendo executados os serviços de corte e dobra mecânica em sua sede. Posteriormente, as mesmas foram montadas no laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – UFG).

Os blocos foram detalhados com 4 barras de 16 milímetros com aço classe CA-50 para a armadura principal de tração (tirante); estribos horizontais e verticais com diâmetros de 6,3 milímetros, espaçados a cada 10 centímetros. A Figura [5] detalha da armadura utilizada no modelo do bloco monolítico enquanto a

Figura 8 – Detalhe dos conjuntos de chapas metálicas apoiadas sobre roletes metálicos para simulação das estacas

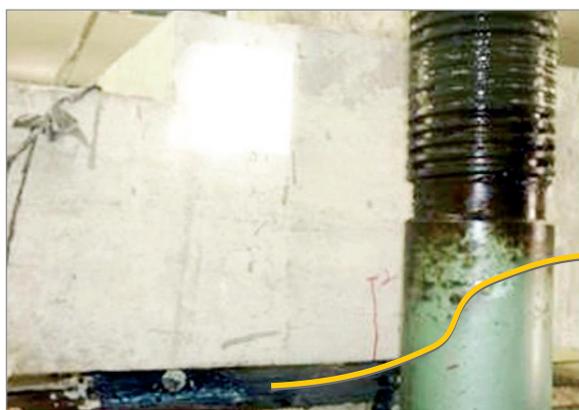
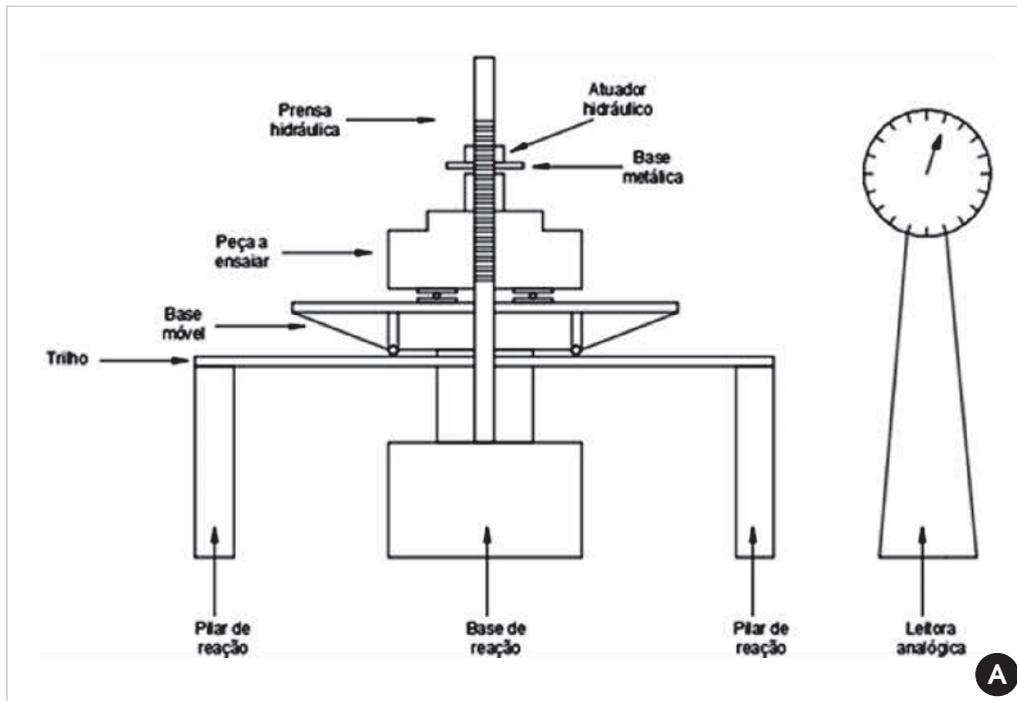


Figura 9 – Ensaio de blocos sobre duas estacas



Esquema de ensaio



Foto ilustrativa do ensaio

Figura [6] detalha as armaduras utilizadas nos modelos dos blocos pré-moldados.

O valor médio da resistência ao escoamento ( $f_{yk}$ ) das barras de aço de 16 mm foi igual a 559 MPa e a deformação das barras de aço relativa à esta resistência ( $\epsilon_y$ ) igual a 3,46‰. Para as barras de 6,3 mm, obteve-se para o valor para  $f_{yk}$  igual a 523 MPa e  $\epsilon_y$  igual a 2,77‰.

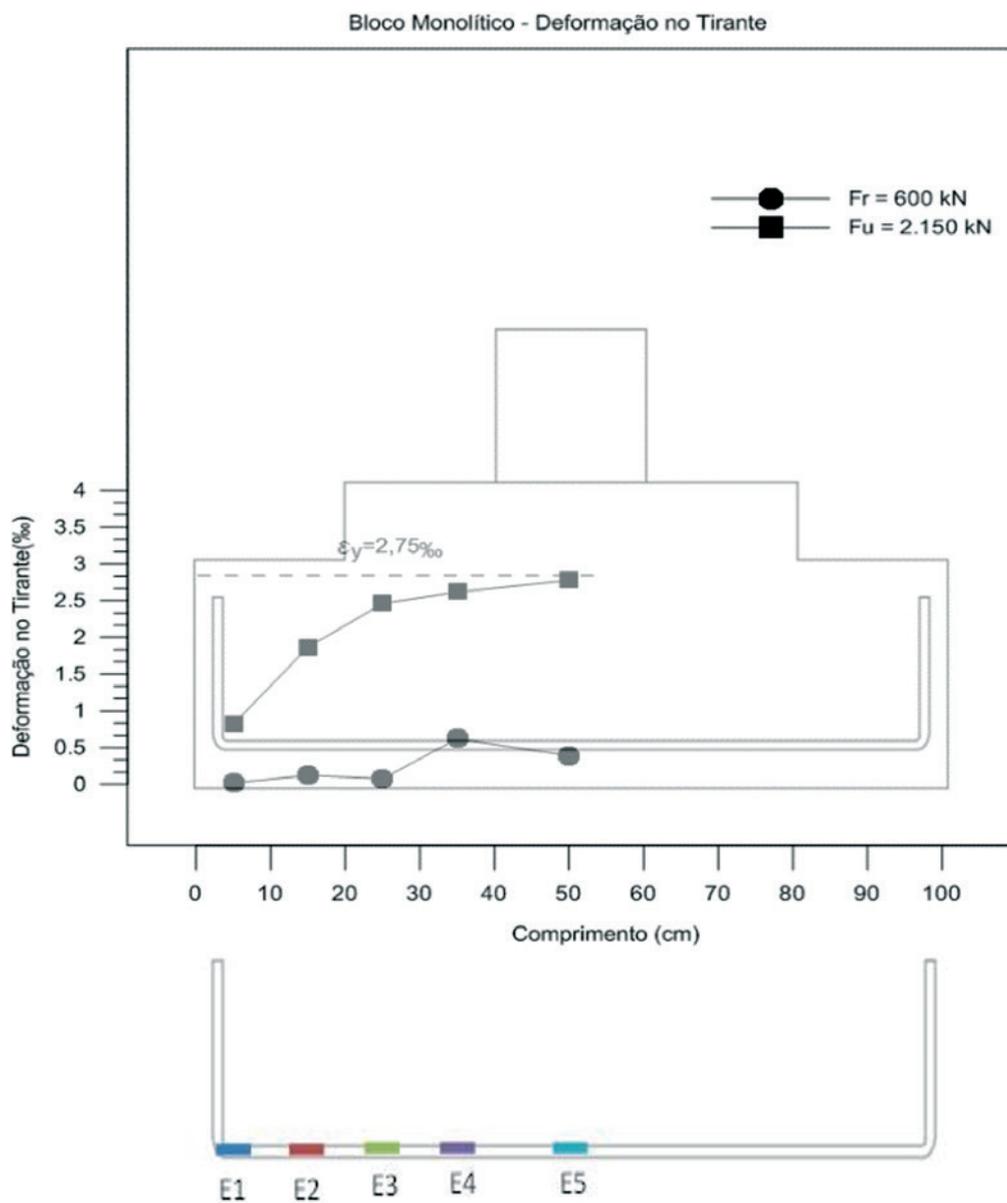
### 2.4 Forma

As formas para moldagem das peças foram montadas utilizando-

-se chapa madeira de compensada plastificada com 18 milímetros de espessura, fornecidas, cortadas e montadas pelo laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – UFG).

Para a construção da superfície rugosa no modelo com rugosidade na interface cálice-pilar, foram posicionados peças de isopor, com espessura de 1,0 centímetros. Também foram colocadas peças de isopor nas posições das estacas, para posterior encaixe das chapas metálicas que substituíram as mesmas. Estas chapas metálicas, que estavam apoiadas sobre roletes, tinham espessuras de 20,0 milímetros.

**Figura 10 - Deformações no tirante principal de tração - bloco monolítico: força 1ª fissura e força última**



## 2.5 Instrumentação

Analisaram-se as deformações das barras de aço da armadura principal de tração do bloco (tirante), dos estribos horizontais e verticais. Os deslocamentos relativos utilizados para a obtenção das deformações, foram feitas por meio de 9 extensômetros elétricos de resistência, com bases iguais a 5,0 milímetros, da marca Excel Sensores.

Para medir os deslocamentos horizontais nos blocos, foram colocados 5 relógios comparadores.

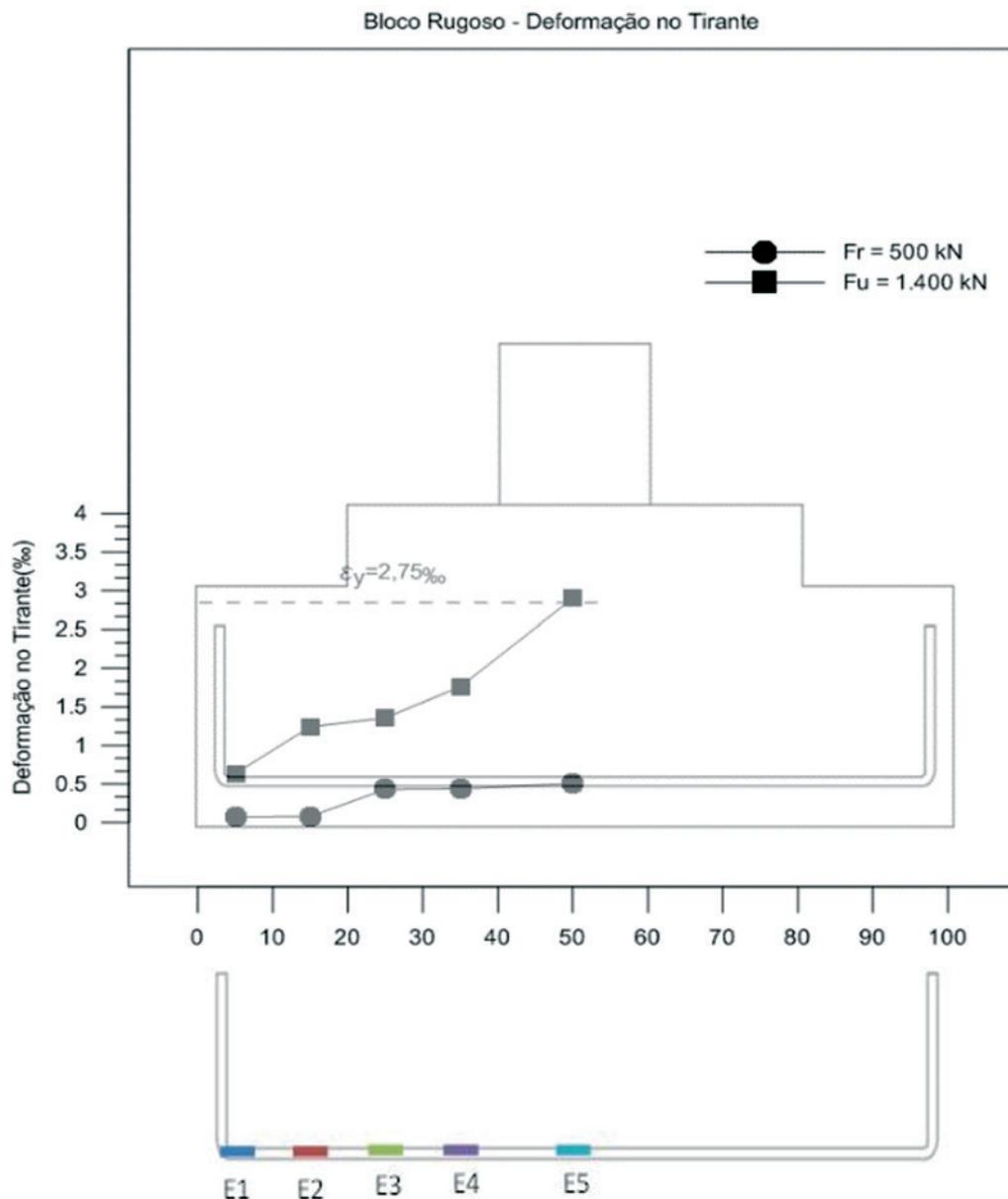
A figura [7] apresenta as posições onde foram instalados os extensômetros elétricos de resistências e os relógios comparadores.

## 2.6 Análise experimental

Os ensaios foram realizados nos laboratórios de materiais de construção e de Estruturas da Universidade Federal de Goiás, utilizando prensa hidráulica, com capacidade de 3.000 kN e curso máximo de 1.000 milímetros. A intensidade das forças aplicadas foi medida pela leitora analógica da referida prensa.

Com a finalidade de simular as estacas dos blocos, foram

**Figura 11 - Deformações no tirante principal de tração - bloco rugoso: força 1ª fissura e força última**



utilizados dois conjuntos de chapas metálicas apoiadas sobre roletes também metálicos. Esses conjuntos serviram como aparelhos de apoio, restringindo os deslocamentos verticais e permitindo os deslocamentos horizontais. A intenção dos roletes metálicos foi simular a rotação das estacas junto ao solo, após o bloco ser solicitado pelos esforços de força normal, força cortante e momento (Figura [8]), corroborando com as condições de contorno adotadas nos modelos de dimensionamento.

A aplicação da força no topo do pilar ocorreu de forma constante, em passos de cargas divididos a cada 10 kN. Outro procedimento importante adotado foi à execução do panorama de fissuração dos blocos.

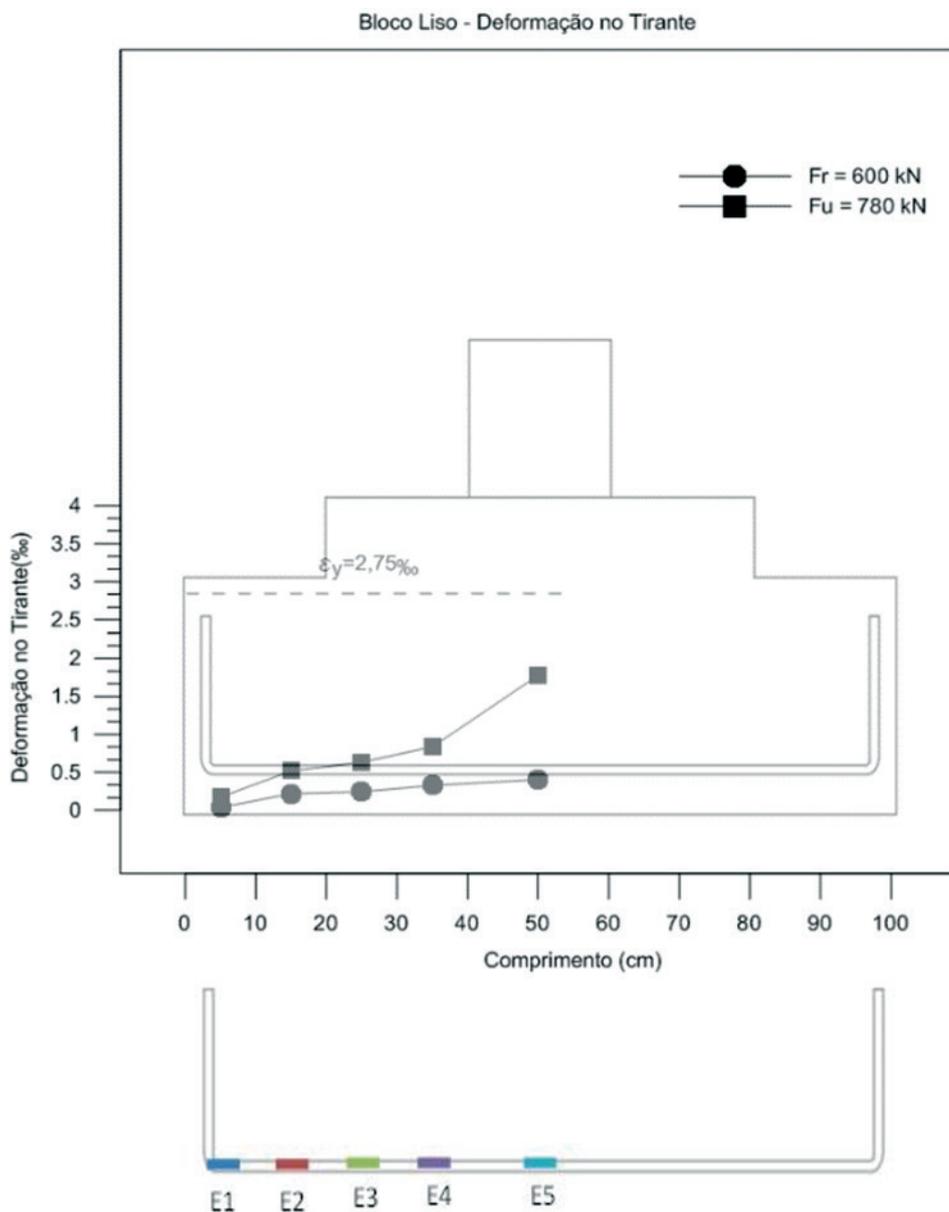
A Figura [9] apresenta o esquema de ensaio utilizado.

### 3. Resultados e discussões

O modelo do bloco monolítico, tomado como referência, apresentou a maior capacidade portante, se comparado com os modelos dos blocos pré-moldados. O modelo do bloco pré-moldado, com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho melhor do que o modelo com a conformação lisa; porém ainda aquém ao modelo monolítico.

A força última que suportou o modelo de bloco monolítico foi igual

**Figura 12 - Deformações no tirante principal de tração - bloco rugoso: força 1ª fissura e força última**



a 2.150,00 kN (Figura [10]), enquanto que o bloco com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar suportou uma força última igual a 1.420,00 kN (Figura [11]), ou seja, um desempenho correspondente a 66% se comparado com o modelo monolítico. Já o bloco com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar suportou uma força última igual a 780,00 kN (Figura [12]), obtendo um desempenho correspondente a 36% quando comparado ao modelo monolítico;

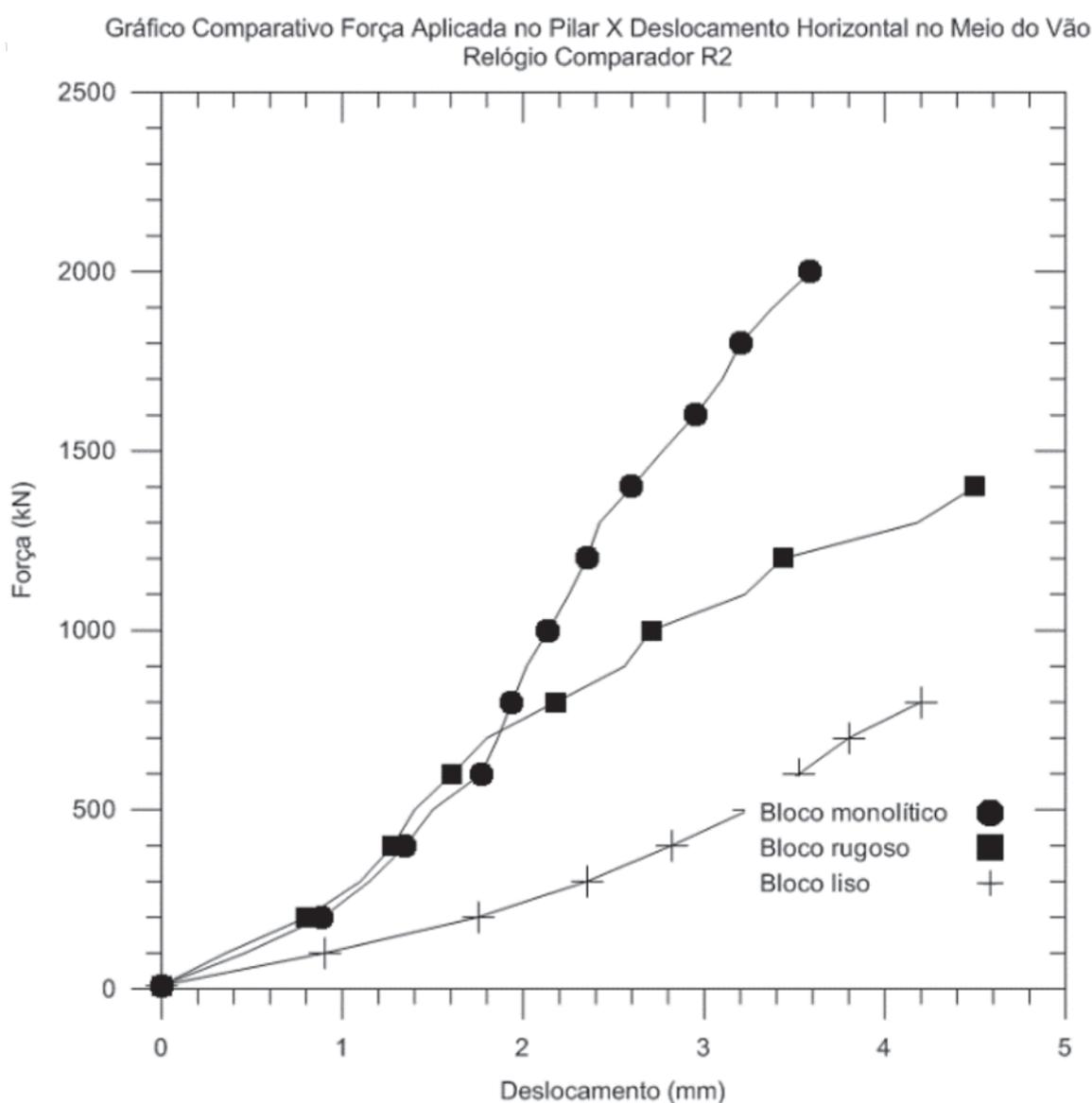
Da mesma forma o modelo do bloco com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho igual a 55%, quando comparado ao modelo do bloco com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar.

Os modelos do bloco monolítico, bem como o bloco pré-moldado

com parede rugosa tiveram rupturas caracterizadas pela ruptura à tração do concreto da biela, seguida do esmagamento do concreto das mesmas. Verificou-se também que ocorreu escoamento das barras de aço da armadura principal de tração para o modelo com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar pré-moldado. Já o modelo do bloco pré-moldado com parede lisa apresentou ruptura frágil, indicando punção do fundo do bloco, próximo às estacas (Figura [13]). Tal fato é explicado, pois a falta de aderência entre as paredes do cálice e do pilar fez com que a parcela da força aplicada no pilar migrasse diretamente para o fundo do bloco e não formando as bielas.

Na Tabela [1], apresenta-se uma relação entre as forças últimas resistidas pelos blocos e realizou-se uma comparação entre os

**Figura 13 - Curva força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão do bloco**



**Tabela 1 – Forças últimas dos blocos ensaiados**

Bloco	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>u,Monolítico</sub> /F <sub>u</sub>
Monolítico	2150	1
Rugoso	1420	1,51
Liso	780	2,76

mesmos, tomando como referência o bloco monolítico.

Os blocos sobre estacas ensaiados foram projetados utilizando-se as recomendações de Blévoit & Frémy [4], considerando-se que as bielas se formassem junto à interface do pilar com o bloco e junto à interface da estaca com o bloco. Desta forma, verificaram-se as tensões junto às zonas nodais inferior e superior, por meio do modelo dos pesquisadores franceses e por meio das recomendações da ABNT NBR 6118:2014 [3]. Tais análises são apresentadas por meio da Tabela [2]. Para o cálculo das tensões limites, desprezaram-se os coeficientes de majoração das ações e o de minoração do material concreto.

Na Tabela [3] fazem-se relações entre os valores das tensões efetivas nos bloco com as tensões limites. Observa-se, por meio da Tabela [3], que a ruptura do modelo monolítico se dá por ruptura à tração do concreto na biela junto ao pilar (tração diagonal) seguindo do esmagamento do concreto nesta mesma região e observam-se os valores das deformações das barras de aço da armadura principal de tração, na região de meio de vão do tirante (ver Figura [10]). Verifica-se também, que os valores limites de tensões estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014 [3] são conservadores, pois, junto à zona nodal superior, não é considerado o efeito biaxial do concreto comprimido.

Nos blocos para pilares pré-moldados ensaiados experimentalmente neste trabalho, o modelo de Blévoit & Frémy [4] que sugere que a formação da biela se inicie junto à interface pilar/bloco não foi adequado. Tomando como referência o modelo monolítico e os valores limites de tensões estabelecidos por Blévoit & Frémy [4], pela ABNT NBR 6118:2014 [3], e as forças últimas resistidas por cada modelo, determinaram-se as inclinações teóricas das bielas e suas respectivas alturas úteis e as compararam com os resultados experimentais. Tais resultados apresentados por meio da Tabela [4] e da Figura [14].

**Tabela 2 – Tensões nas zonas nodais inferior e superior**

Blocos	$\sigma_{b,estaca}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{b,pilar}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{lim,estaca,Blévoit}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{lim,estaca,NBR}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{lim,pilar,Blévoit}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{lim,pilar,NBR}$ (kN/cm <sup>2</sup> )
Monolítico	3,36	6,72	4,45	2,20	6,23	3,11
Rugoso	2,22	4,44	4,45	2,20	6,23	3,11
Liso	1,22	2,44	4,45	2,20	6,23	3,11

Notas:

$\sigma_{b,estaca}$  tensão na biela junto à zona nodal inferior;  $\sigma_{b,pilar}$  tensão na biela junto à zona nodal superior;  $\sigma_{lim,estaca,Blévoit}$  tensão limite pelo modelo de Blévoit & Frémy (4),  $\sigma_{lim,estaca,Blévoit} = f_{ck} \cdot \sigma_{lim,estaca,NBR}$  tensão limite pelo modelo da NBR 6118:2014 (3),  $\sigma_{lim,estaca,NBR} = 0,6 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$ ;  $\sigma_{lim,pilar,Blévoit}$  tensão limite pelo modelo de Blévoit & Frémy (4),  $\sigma_{lim,pilar,Blévoit} = 1,4 \cdot f_{ck}$ ;  $\sigma_{lim,pilar,NBR}$  tensão limite pelo modelo da NBR 6118:2014 (3),  $\sigma_{lim,pilar,NBR} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$ .

**Tabela 3 – Relações entre as tensões nodais**

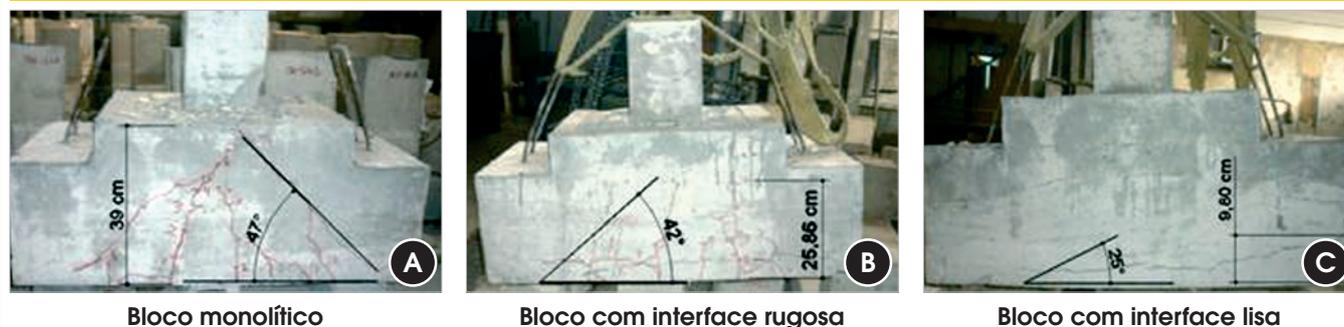
Blocos	$\sigma_{b,estaca} / \sigma_{lim,estaca,Blévoit}$	$\sigma_{b,pilar} / \sigma_{lim,pilar,Blévoit}$	$\sigma_{b,estaca} / \sigma_{lim,estaca,NBR}$	$\sigma_{b,pilar} / \sigma_{lim,pilar,NBR}$
Monolítico	0,76	1,08	1,53	2,16
Rugoso	0,50	0,71	1,00	1,43
Liso	0,27	0,39	0,55	0,78

**Tabela 4 – Inclinação das bielas, em função das forças**

Blocos	$\theta_{Blévoit}$ (°)	$\theta_{NBR\ 6118:2014}$ (°)	$h_{Blévoit}$ (cm)	$h_{NBR}$ (cm)	$\theta_{Exper}$ (°)	$h_{Exper}$ (cm)
Monolítico	60,23	60,23	40,00	40,00	47,00	39,00
Rugoso	39,17	64,07	21,30	46,13	42,00	25,86
Liso	27,91	52,36	15,60	22,90	-	9,80

$\theta_{Blévoit}$  ângulo de inclinação da biela, utilizando-se as recomendações de Blévoit & Frémy (4);  $\theta_{NBR\ 6118:2014}$  ângulo de inclinação da biela, utilizando-se as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 (3);  $h_{Blévoit}$  altura total do bloco, utilizando-se as recomendações de Blévoit & Frémy (4);  $h_{NBR}$  altura total do bloco, utilizando-se as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 (3);  $\theta_{Exper}$  ângulo de inclinação da biela, obtida experimentalmente;  $h_{Exper}$  altura do bloco, obtida experimentalmente.

**Figura 14 – Blocos ensaiados experimentalmente – identificação do ângulo de inclinação das bielas**



Por meio da Tabela [3], constata-se que os valores experimentais, quando comparadas com os valores teóricos são relativamente representativos para os modelos monolítico e rugoso, quando se utiliza as recomendações de Blévet & Frémy [4]. Ao se analisar os valores obtidos, quando se utilizou os critérios a ABNT NBR 6118:2014 [3], constatou-se que os blocos deveriam ter maior rigidez para que fossem satisfeitas as condições de seguranças nodais.

Com relação às forças nos tirantes, verificou-se uma redução significativa quando as barras da armadura principal de tração, atravessam a região nodal inferior, junto à estaca. Tal redução se dá pelo efeito favorável da biela, que aumenta a força de atrito na interface barras de aço e concreto daquela região. A Tabela [5] mostram estes resultados.

Os resultados apresentados na Tabela [5], corroboram com os resultados obtidos por Adebar et al. [11], Miguel [12], Delalibera & Giongo [13], Barros & Giongo [14] e Delalibera & Giongo [15].

#### 4. Conclusão

O modelo do bloco monolítico, tomado como referência, teve o desempenho esperado, em função do modelo de dimensionamento utilizado, baseado nas recomendações de Blévet & Frémy [4], apresentando força última igual a 2.150,00 kN. A ruptura ocorreu em função da ruptura à tração diagonal do concreto da biela, seguido do esmagamento do concreto da mesma.

O modelo do bloco pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho inferior ao do bloco monolítico, atingindo a força última igual a 1.420,00 kN. A ruptura ocorreu em função da tração diagonal das bielas, seguin-

do do esmagamento do concreto das mesmas e o escoamento das barras de aço da armadura principal de tração.

O modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar, teve o desempenho aquém do bloco monolítico. Atingiu força última igual a 780,00 kN. A sua ruptura se deu por punção do fundo do bloco, próximo às estacas. A armadura principal de tração não atingiu o patamar de escoamento, apresentando escorregamento das barras de aço.

A transferência dos esforços do pilar para as estacas foi eficiente no modelo do bloco com a conformação rugosa. Isto indica que a conformação rugosa funcionou como chave de cisalhamento, o que permitiu a formação bielas, fato este comprovado também pelo mapa de fissuração do modelo ensaiado.

Para o bloco com conformação lisa, a transferência dos esforços do pilar para as estacas se mostrou ineficiente, indicando comportamento de elementos submetidos à flexão e cisalhamento. Em função do pequeno comprimento de embutimento, a conformação lisa não apresentou comportamento de chave de cisalhamento, transferindo os esforços aplicados no pilar diretamente para o fundo do bloco e, conseqüentemente, a ruptura por punção do mesmo, fato este comprovado pelo mapa de fissuração apresentado na figura [14]. Outro fator que corrobora para esta conclusão é o valor teórico calculado para a inclinação da biela de compreensão, em função da força última resistida, gerando um valor inferior ao recomendado por Blévet & Frémy [4], conforme apresentado na tabela [4].

Verificou-se que a força na biela diminui a força de tração nas barras de aço da armadura principal de tração, em função do aumento do atrito na região nodal inferior.

Os modelos do bloco monolítico e pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentaram

**Tabela 5 – Forças nas barras de aço da armadura principal de tração**

Blocos	$R_{st5}$ (kN)	$R_{st5}$ (kN)	$R_{st3}$ (kN)	$R_{st5}/R_{st5}$	$R_{st3}/R_{st5}$	Situação
Monolítico	449,57	346,93	238,30	1,89	0,69	Não escoou
Rugoso	449,57	449,57	162,42	1,0	0,36	Escoou
Liso	449,7	217,00	42,88	2,07	0,20	Não escoou

$R_{st5}$ , força de tração na armadura principal de tração, relativa ao escoamento das barras de aço;  $R_{st5}$ , força de tração na armadura principal de tração, medida na posição 5 (ver Figura (07));  $R_{st3}$ , força de tração na armadura principal de tração, medida na posição 3 (ver Figura (07)).

comportamentos característicos de blocos rígidos, conforme determinado pela ABNT NBR 6118:2014 [3]: existência das bielas de compressão do concreto, fissuras diagonais dos pilares indo às estacas e flexo-compressão junto às estacas.

Já o modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar apresentou comportamento análogo aos blocos flexíveis. Dessa forma, fica evidente que ao se utilizar este tipo de conformação deve-se trabalhar com comprimentos de embutimentos maiores, evitando-se assim a ruína frágil do modelo, por punção do modelo.

## 5. Agradecimentos

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES pelo apoio financeiro em forma de bolsa de mestrado ao primeiro autor. À Concreto Redimix do Brasil S.A. pelo fornecimento dos materiais para moldagem do concreto utilizado. Ao Laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda pela caracterização dos materiais e o estudo de dosagem do concreto. À Prémoldado Indústria Pré-Moldados Ltda pelo fornecimento das barras de aço utilizadas.

## 6. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] MUNHOZ, F.S. (2004). Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur piex. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v. 20, n. 230.
- [5] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1990). CEB-FIP Model code for concrete structures. *Bulletin D'Information*, Paris, n. 203-205, July.
- [6] SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. (1987). Toward a consistent design of reinforced structural concrete. *Journal of Prestressed Concrete Institute*, v. 32, n. 3, May-June;
- [7] EL DEBS, M. K.; Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 1ª ed. São Carlos, SP, Publicações EESC-USP, 2000.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9062:2006 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2007.
- [9] EN 1991-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European standard, 2004.
- [10] FUSCO, P. B. (1994). Técnicas de armar estruturas de concreto. Editora Pini Ltda., São Paulo.
- [11] ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. *ACI Journal*, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb;
- [12] MIGUEL, G. M. (2000). Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos;
- [13] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. Deformation in the strut of two pile caps. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.1, n.2, p. 121-157, June, 2008.
- [14] BARROS, R.; GIONGO, J. S.. Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.6, n.5, p. 737-764, October, 2013.
- [15] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.6, n.3, p. 436-474, June, 2013.