

Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface

Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa



R. BARROS^a
barrosrn@sc.usp.br

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

Abstract

On Precast concrete structures the column foundation connections can occur through the socket foundation, which can be embedded, partially embedded or external, with socket walls over the pile caps. This paper presents an experimental study about two pile caps reinforced concrete with external, partially embedded and embedded socket submitted to central load, using 1:2 scaled models. In the analyzed models, the smooth interface between the socket walls and column was considered. The results are compared to a reference model that presents monolithic connections between the column and pile cap. It is observed that the ultimate load of pile cap with external sockets has the same magnitude as the reference pile cap, but the ultimate load of models with partially embedded and embedded socket present less magnitude than the reference model.

Keywords: reinforced concrete, pre cast concrete, pile caps, socket foundation.

Resumo

Nas estruturas de concreto pré-moldado, a ligação pilar-fundação pode ocorrer por meio do cálice de fundação, que por sua vez pode estar embutido, parcialmente embutido com parte do colarinho saliente, ou externo com o colarinho saliente em relação ao bloco de fundação. Apresenta-se neste trabalho um estudo experimental de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido, submetidos à ação centrada utilizando modelos em escala reduzida 1:2. Nos modelos analisados, considerou-se a conformação lisa nas paredes do cálice e do pilar. Os resultados são comparados a um modelo de referência, com ligação monolítica entre o pilar e o bloco. Observa-se que o bloco com cálice externo apresenta força última com a mesma ordem de grandeza do bloco de referência, porém os blocos com cálice parcialmente embutido e embutido apresentam força última inferior a dos demais modelos.

Palavras-chave: concreto armado, concreto pré-moldado, blocos sobre estacas, cálice de fundação.

^a Doutorando em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, barrosrn@sc.usp.br, Av. Trabalhador São Carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos-SP, Brasil;

^b Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, jsgiongo@sc.usp.br, Av. Trabalhador São Carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos-SP, Brasil.

1. Introdução

Blocos de fundação ou blocos de coroamento são utilizados em edificações cujas fundações precisam atingir as camadas profundas do terreno. Nessa situação, é preciso recorrer ao uso de estacas ou tubulões. A ligação entre esses elementos e a superestrutura de uma edificação se dá por meio do bloco de fundação. Em estruturas de concreto pré-moldado, essa ligação pode ocorrer por meio do uso de chapa de base, por emenda da armadura com graute e bainha, ou por meio de cálice. Dentre esses tipos, destaca-se a ligação por meio de cálice, a qual apresenta relativa facilidade de construção, possibilidade de ajuste e de transmissão de momentos dos pilares para as estacas.

O cálice é a parte do bloco que recebe o pilar pré-moldado, funcionando como um encaixe entre esses elementos, podendo ter as paredes apresentando rugosidades ou não. O pilar permanece em contato com o cálice num trecho denominado comprimento de embutimento l_{emb} . Nesse tipo de ligação, três situações de cálices são possíveis conforme Figura 1: totalmente externo ao bloco, ou seja, com colarinho totalmente saliente; parcialmente embutido, onde o comprimento de embutimento é dividido na parte referente ao colarinho externo e na parte embutida no bloco; ou embutido no bloco, onde não se tem colarinho.

Os modelos teóricos utilizados para o dimensionamento de blocos de fundação baseiam-se na teoria da flexão para as situações em que se têm blocos flexíveis, e em modelos de bielas e tirantes no caso de blocos rígidos. Existem diversos estudos a respeito do dimensionamento do cálice de fundação, dentre os quais destacam-se os trabalhos de CANHA & EL DEBS [1] e CAMPOS et al [2]. A respeito dos blocos de fundação, alguns trabalhos apresentam o desenvolvimento de modelos de bielas e tirantes, os quais são utilizados no dimensionamento de blocos com ligação monolítica. DELALIBERA & GIONGO [3] apresentam um estudo sobre a influência que a seção reta dos pilares provocam nos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas. SOUZA et al [4] apresentam um modelo adaptado para consideração de excentricidades em modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre quatro estacas. BUTTIGNOL & ALMEIDA [5] desenvolveram um

estudo numérico em blocos de fundação sobre três estacas no qual verificaram que a resistência característica à compressão do concreto pouco influencia na capacidade resistente do bloco. Entretanto, existe pouca informação na literatura técnica a respeito do comportamento estrutural dos blocos de fundação com a presença de cálice. BARROS[6] realizou análise numérica em blocos de fundação sobre duas estacas com cálice embutido considerando as paredes do cálice com interface lisa e rugosa. Por esse motivo, desenvolveu-se uma pesquisa teórico-experimental a respeito de blocos de fundação considerando as três situações possíveis para o cálice.

2. Método

O método foi o comumente utilizado para as análises teórica e experimental de blocos sobre duas estacas. Apresentam-se nesse trabalho os resultados dos ensaios experimentais de quatro blocos de fundação em escala 1:2. Três desses blocos apresentaram cálices, os quais são externo, parcialmente embutido e embutido, sendo que em todos os blocos considerou-se a interface lisa entre as paredes do cálice e do pilar. Foi analisado ainda um quarto bloco, o qual não possuía cálice de fundação, isto é, a ligação entre o pilar e o bloco ocorreu de forma monolítica. Esse bloco foi denominado bloco de referência, e serviu para comparação com os resultados dos blocos com cálice de fundação.

2.1 Modelos para ensaio

Os ensaios ocorreram no Laboratório de Estruturas (LE) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Todos os blocos possuíam a mesma geometria em planta, mesma altura (h) e espaçamento entre estacas. Apenas o comprimento de embutimento l_{emb} influenciou na distância h_{fund} da parte inferior do pilar a parte inferior do bloco. No caso do bloco com o cálice externo, a distância h_{fund} coincidiu com a altura do bloco. No bloco com cálice parcialmente embutido, metade do valor de l_{emb} ficou externo ao bloco e a outra metade interna ao bloco. Na situação de cálice embutido, todo o comprimento l_{emb} ficou dentro do bloco

Figura 1 – Bloco de fundações com cálice externo, parcialmente embutido e embutido

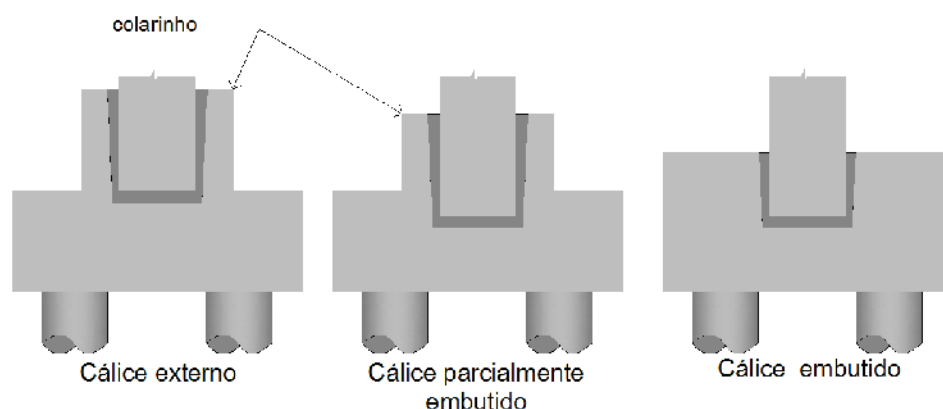


Tabela 1 – Modelos estudados em laboratório

Tipo de cálice	Modelo	h_{fund}
Referência	M1	h
Externo	M2	h
Parcialmente embutido	M4	$h - (\ell_{emb}/2)$
Embutido	M6	$h - \ell_{emb}$

de fundação. Os quatro modelos analisados foram denominados M1, M2, M4 e M6, conforme apresentado na tabela 1.

2.2 Dimensionamento dos modelos

O dimensionamento dos blocos foi feito a partir de um bloco monolítico em escala real com pilares e estacas quadradas, cujas arestas mediam 30 cm. A altura dos blocos foi definida a partir do comprimento mínimo de embutimento ℓ_{emb} recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 [7] para força normal com pequena excentricidade, e o dimensionamento a partir das recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [8] e de BLÉVOT & FRÉMY [9]. A inclinação da diagonal comprimida foi feita a partir de um segmento de reta que une o centro da estaca até o centro da metade da área do pilar referente a cada uma das estacas. A Figura 2 ilustra as medidas do bloco em escala real.

Para obtenção da força teórica suportada pelo bloco, utilizaram-se como limitadores os valores das tensões limites nas regiões nodais, isto é, no encontro da biela com o pilar e da biela com a estaca. Por tratar-se do dimensionamento de elementos que foram ensaiados em laboratório, utilizou-se o valor do coeficiente de segurança majorador das ações $\gamma_f = 1$, sendo admitida a força teórica como força de avaliação F_{ava} .

Em relação ao valor limite das tensões nas regiões nodais, os coeficientes redutores das tensões indicados em normas não foram minorados por nenhum coeficiente redutor, sendo adotado o valor da resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , conforme equação 1.

$$F_{ava} = f_{ck} \cdot A_p \cdot \text{sen}^2 49,2 = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot A_p \quad (1)$$

Como as estacas e o pilar apresentam a mesma área, verifica-se que a condição limitante para o dimensionamento é a tensão no encontro da biela com o pilar. Foi utilizando concreto usual com resistência característica à compressão $f_{ck}=25$ MPa. O cálculo da força no tirante é feito por meio do equilíbrio do triângulo de forças no encontro da biela com a estaca, sendo que a força R_{st} é obtida a partir da relação com a tangente do ângulo de inclinação da biela e da força atuante na mesma. O cálculo da armadura necessária é obtido a partir da relação da força no tirante R_{st} e da resistência ao escoamento das barras da armadura de aço f_{yk} . Pelas mesmas razões admitidas anteriormente para o concreto, adotou-se para o aço o coeficiente minorador da resistência $\gamma_s = 1$. Como os modelos reduzidos mantêm a escala 1:2, o dimensiona-

mento desses modelos é feito alterando a geometria dos blocos, resultando nos seguintes valores:

$$F_{ava} = 0,57 \cdot 2,5 \cdot 15 \cdot 15 = 320,625 \text{ kN} \quad (2)$$

$$R_{st} = \frac{320,625}{2 \cdot \text{tg}49,2} = 138,3 \text{ kN} \quad (3)$$

$$A_{st} = \frac{138,3}{50} = 2,77 \text{ cm}^2 \quad (4)$$

Portanto, a armadura principal do bloco foi detalhada com $4\phi 8,0$ mm e $1\phi 10,0$ mm totalizando $2,78 \text{ cm}^2$. A taxa de aço foi mantida constante em todos os quatro blocos, de modo que esse parâmetro não interfira diretamente na comparação dos resultados dos modelos. O dimensionamento dos pilares e estacas seguiu as recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [8] com a consideração de momento mínimo aplicado nesses elementos, o que resultou em $4\phi 10,0$ mm para as estacas e $4\phi 12,5$ mm para os pilares. Em relação ao dimensionamento do cálice consideraram-se as recomendações de pequena excentricidade, uma vez que os ensaios foram realizados sob ação de força centrada aplicada no pilar, o que resultou em armadura mínima, sendo utilizada fios de aço CA-60 com diâmetro igual a 5,0 mm.

3. Programa Experimental

3.1 Fôrmas

As fôrmas utilizadas nas moldagens dos blocos, pilares e esta-

Figura 2 – Dimensões dos modelos em escala real

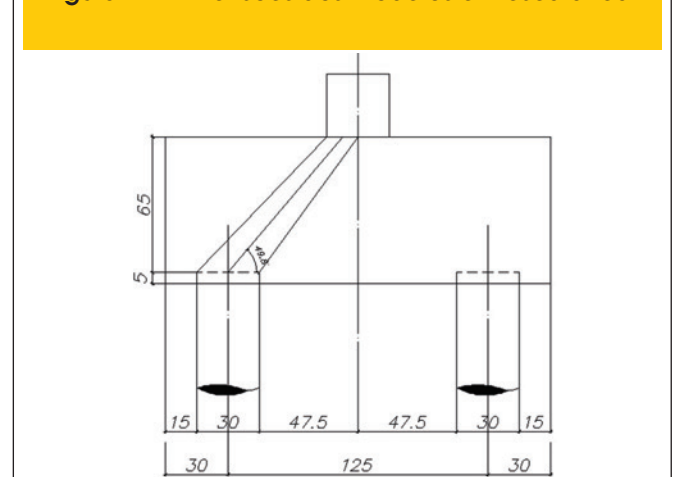


Figura 3 – Fôrma do cálice e dos blocos



cas utilizaram madeira compensada plastificada com 17 mm de espessura, e foram feitas na marcenaria da EESC-USP. Além da madeira compensada, foram utilizados caibros para contenção lateral das fôrmas, pregos, parafusos e cola. A Figura 3 apresenta a fôrma do cálice externo e a fôrma de um dos blocos com as estacas posicionadas antes da concretagem.

3.2 Armaduras

Foram utilizadas barras de aço da categoria CA-50 com diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm e aço CA-60 com diâmetro nominal de 5,0 mm. Foi necessário proceder à montagem das armaduras, a qual ocorreu no LE. A seqüência de montagem

se iniciou pelas estacas, uma vez que as mesmas não possuíam extensômetros nas suas barras. Em seguida foram montadas as armaduras dos pilares e, por último, as armaduras dos blocos de fundação juntamente com as dos cálices. A Figura 4 apresenta a etapa de projeto e as armaduras dos pilares após a montagem, enquanto que a Figura 5 apresenta a montagem das armaduras do bloco.

3.3 Moldagens

Inicialmente foram moldadas as estacas, pois as mesmas precisavam estar posicionadas na fôrma antes da concretagem dos blocos. Posteriormente foram concretados os blocos e cálices de

Figura 4 – Detalhe da armadura dos pilares

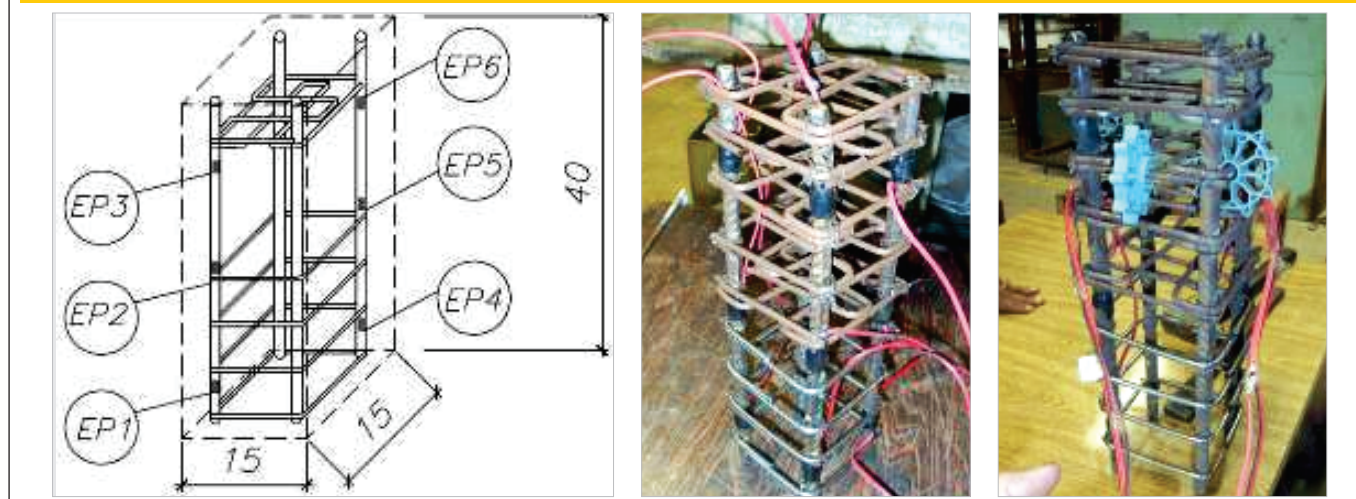
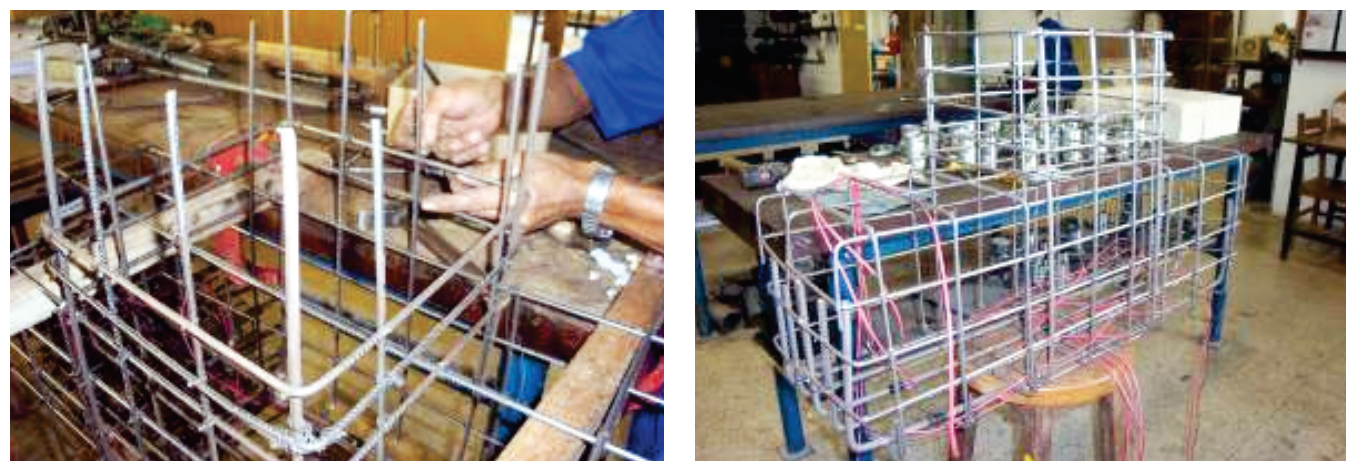


Figura 5 - Detalhe da armadura dos blocos e cálices



fundação e, por último, os pilares. O concreto utilizado para as estacas e pilares apresentava resistência à compressão superior à resistência dos blocos. Para os pilares e as estacas utilizou-se concreto da classe C50 e para os blocos e cálices utilizou-se concreto da classe C25. A diferença na resistência dos elementos tinha por objetivo evitar que a ruína dos modelos ocorresse nas estacas ou nos pilares. O concreto da classe C50 foi feito no laboratório de estruturas (LE) enquanto que o concreto da classe C25 foi adquirido de empresa fornecedora de concreto usinado.

O traço utilizado para os concretos da classe C50 foi estabelecido de acordo com AITCIN [10] A dosagem utilizada para os pilares e estacas foi de 1:2,36:2,54:0,33:0,03 (cimento, areia, pedra britada, a/c e aditivo superplastificante Glenium 51, isento de cloretos). Utilizou-se cimento de alta resistência inicial CPV-ARI. O agrega-

do miúdo utilizado foi areia quartzosa disponível na região de São Carlos. O Agregado graúdo foi pedra britada de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm. A água utilizada nas dosagens foi a fornecida pela rede pública de distribuição de água da cidade de São Carlos, e o aditivo superplastificante utilizado foi obtido por meio de doação.

No posicionamento das barras das armaduras nas fôrmas dos blocos foram utilizados espaçadores plásticos, de modo a garantir um cobrimento mínimo de 2,50 cm para as armaduras. As pontas dos fios dos extensômetros foram envolvidas com plásticos, evitando que fossem danificados pelo concreto fresco. A Figura 6 apresenta o bloco do modelo M2 antes e após a etapa de concretagem.

A concretagem dos pilares ocorreu após a etapa de concretagem dos blocos. Conforme dito anteriormente, o concreto utilizado nos

Figura 6 - Concretagem dos blocos de fundação



Figura 7 – Posicionamento do pilar no cálice de fundação e preenchimento com graute



pilares foi o mesmo utilizado nas estacas. Foram moldados os pilares pré-moldados separadamente, os quais foram posicionados posteriormente nos blocos com cálice. O pilar do bloco de referência foi moldado diretamente sobre o bloco.

Após a desforma de todos os elementos, foi preciso realizar a ligação dos pilares com os blocos de fundação. Essa ligação foi feita posicionando os pilares dentro dos cálices de fundação. Inicialmente procedeu-se a limpeza e retirada do pó que havia se acumulado dentro dos cálices, sendo as paredes dos cálices limpas com um pano úmido. Concluída a limpeza, procedeu-se ao posicionamento dos pilares pré-moldados.

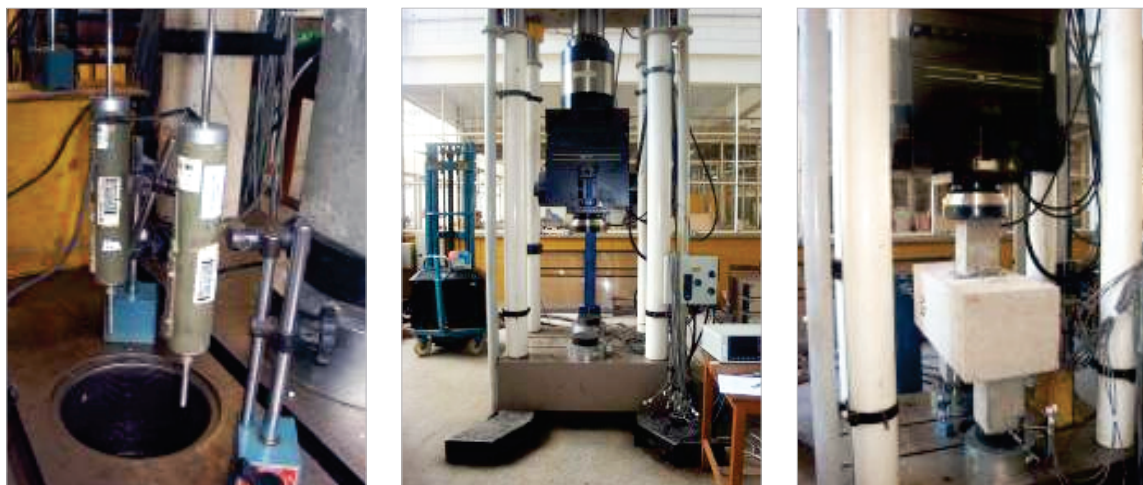
Para o posicionamento dos pilares foi necessário verificar o nível e o prumo dos mesmos em relação à superfície. Em seguida, o espaço existente entre os pilares e os cálices foi preenchido com

graute autoadensável. O graute possui densidade da argamassa seca igual a $2,28 \text{ g/cm}^3$, tempo de trabalhabilidade de 30 minutos e um consumo estimado de 2000 kg/m^3 . A Figura 7 ilustra a etapa de posicionamento do pilar e preenchimento do graute.

3.4 Equipamentos e instrumentação

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, utilizando a máquina universal de ensaios servo-controlada, Instron 8506, com capacidade nominal de força igual a 2500 kN. Esse equipamento também foi utilizado para realização dos ensaios de caracterização das barras de aço das armaduras. Para obtenção automática dos dados referentes às medidas de deformação e deslocamento obtidos com os extensômetros elé-

Figura 8 – Máquina universal Instron 8506 utilizada nos ensaios



tricos de resistência e com os transdutores de deslocamento, foi utilizado o sistema *System 5000*.

As propriedades mecânicas dos materiais concreto, aço e graute foram obtidas por meio de ensaios de caracterização. Para os concretos dos blocos, pilares e estacas foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos medindo 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, enquanto que para o graute utilizou-se corpos-de-prova cilíndricos medindo 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Estes ensaios seguiram as recomendações das normas ABNT NBR 5738:2008 [11], ABNT NBR 5739:2007 [12] e ABNT NBR 7222:2011 [13].

As medidas de deformações das barras das armaduras dos modelos foram obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência uniaxiais da marca Kyowa, com base de medida de 5 mm e fator de extensômetro igual a 2,10, os quais foram colados nas barras das armaduras dos blocos e pilares. Em todos os blocos foram instrumentadas as barras das armaduras principais do tirante. Esses extensômetros foram posicionados em 3 seções específicas, sendo duas delas posicionadas sobre o centro geométrico das estacas e a outra na região central do bloco.

A armadura dos pilares pré-moldados foi instrumentada em duas barras longitudinais com três extensômetros em cada barra, totalizando seis extensômetros por pilar. O objetivo da utilização desses extensômetros foi verificar por meio das medidas das deformações nessas barras se a força proveniente do pilar era transferida para o bloco ao longo do embutimento do pilar, ou se a transferência de força ocorria diretamente pela região inferior do pilar.

As medidas dos deslocamentos nos modelos foram obtidas por meio da utilização de transdutores de deslocamento com curso de 50 mm, posicionados na região inferior do bloco para medir o deslocamento na direção vertical. A Figura 8 apresenta os transdutores de deslocamento e a máquina universal Instron 8506 com o bloco preparado para o ensaio.

4. Resultados

4.1 Propriedades dos materiais

Apresentam-se os resultados das propriedades mecânicas dos materiais utilizados na construção dos modelos. Para o graute e o concreto utilizados nos modelos, são apresentados na tabela 2 os resultados de resistência à compressão média ($f_{c,m}$), resistência à tração por compressão diametral média ($f_{t,m}$), resistência média à tração direta ($f_{ct,m}$) e módulo de deformação tangente inicial experimental médio ($E_{ci,exp,m}$), os quais foram obtidos a partir da média dos resultados de quatro corpos-de-prova.

Tabela 2 – Resultados das propriedades mecânicas dos materiais

Elemento	$f_{c,m}$ (MPa)	$f_{t,m}$ (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	$E_{ci,exp,m}$ (GPa)
Pilar	37,7	3,09	2,78	30,05
Estaca	70,5	4,89	4,40	42,9
Graute	64,2	3,56	3,20	41,8
Bloco	33,1	2,47	2,22	25,2

Em relação as barras de aço das armaduras, foram obtidos valores de resistência a tração simples e módulo de elasticidade, sendo utilizadas três barras para cada diâmetro. Para determinação do módulo de elasticidade das barras de aço, utilizou-se o trecho reto das curvas tensão *versus* deformação obtidas experimentalmente. O módulo de elasticidade das barras de aço CA-50 resultou num valor médio igual a 203 GPa, enquanto que a deformação média a partir da qual se iniciou o escoamento (ϵ_{ym}) foi de 2,81%, correspondente a uma tensão de escoamento média igual a 569 MPa. Após os ensaios de caracterização dos materiais, fez-se necessário corrigir o valor da força de avaliação, a fim de comparar o valor previsto no modelo teórico com o obtido experimentalmente. Procedendo a substituição do valor de f_{ck} na equação 1 pelo valor de f_{cm} , obtém-se um novo valor para a força de avaliação, porém com uma área de aço superior a detalhada nos modelos.

Foi possível calcular uma nova força de avaliação a partir dos valores de f_{cm} e f_{ym} que resultou numa área de aço igual a detalhada nos modelos. Nessa situação, verifica-se que tanto a força de avaliação como a força no tirante são funções do ângulo θ de inclinação da biela. Essa situação é possível, tendo em vista que nos ensaios constatou-se aumento da força aplicada no bloco mesmo após o escoamento das barras da armadura principal do tirante. A partir das expressões (1) e (2), da área de aço detalhada e dos valores de resistências dos materiais, obtém-se as equações (5) e (6).

$$F_{ava} = f_{cm} \cdot A_p \cdot \text{sen}^2 \theta = 3,3 \cdot 15 \cdot 15 \cdot \text{sen}^2 \theta = 742,5 \cdot \text{sen}^2 \theta \quad (5)$$

$$F_{ava} = 158,2 \cdot 2 \cdot \text{tg} \theta = 316,4 \cdot \text{tg} \theta \quad (6)$$

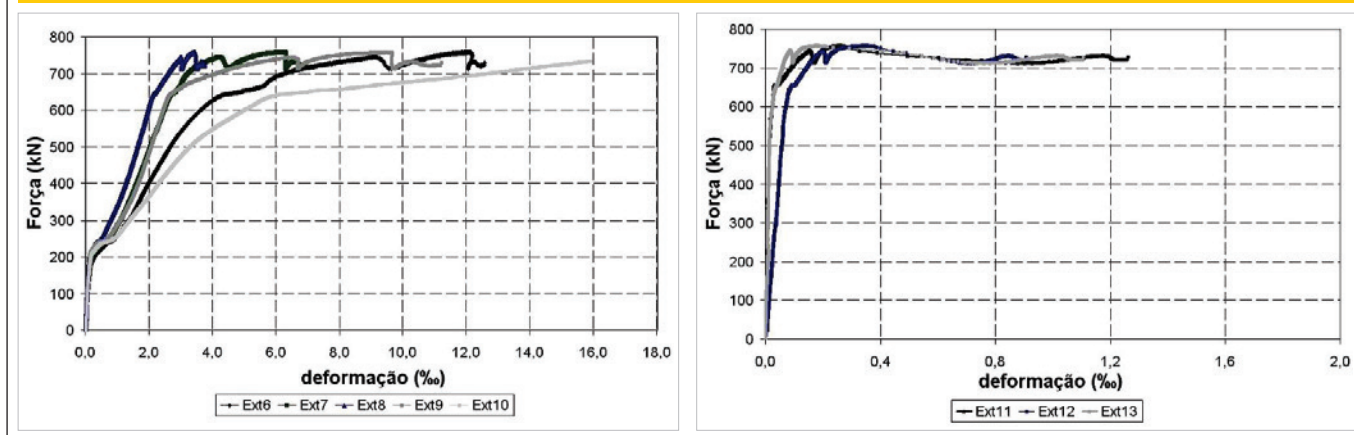
Relacionando essas equações com a equação geral da trigonometria que considera seno e cosseno de um ângulo, obtém-se uma equação do 2º grau, sendo uma das raízes o ângulo θ igual a 60,8°, o que conduz a uma força de avaliação igual a 565 kN.

4.2 Bloco de referência

O modelo M1 apresentou comportamento de bloco rígido de acordo com o modelo teórico previsto. Foi registrada uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,65 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. A força máxima registrada para esse modelo foi de 756 kN, força essa superior a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 743 kN, quando houve uma pequena diminuição no seu valor, porém voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 756 kN.

A primeira fissura visível no modelo apresentou abertura da ordem de 0,05 mm, e ocorreu na região inferior da face lateral do bloco, para uma força no pilar igual a 230 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco barras das armaduras do tirante foi de 0,596 %, e

Figura 9 - Curva força versus deformação nas barras das armaduras posicionadas na região central e sobre as estacas



o que resulta numa tensão igual a 119 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 210 kN.

A Figura 9 apresenta o gráfico força *versus* deformação média das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco e o gráfico força *versus* deformação das barras das armaduras posicionadas sobre as estacas. Observa-se por meio desses gráficos que as deformações nas armaduras sobre as estacas apresentam valores pequenos quando comparados as deformações medidas nas armaduras posicionadas na região central do bloco. Isso ocorre em virtude da formação da biela sobre as estacas, o que provoca diminuição na força do tirante nessa região.

A medida que a força no pistão aumentava, verificou-se o surgimento de novas fissuras e aumento da abertura das fissuras existentes. Constataram-se aberturas de fissuras da ordem de 0,1 mm correspondente a força de 360 kN; 0,25 mm para uma força de 660 kN; e abertura igual a 0,8 mm correspondente a uma força igual a 720 kN. As fissuras que se iniciaram na região central do

bloco prolongaram-se até a região superior, formando dois planos visíveis de fissuras, dividindo o bloco em três partes distintas.

4.3 Bloco com cálice externo

O modelo M2 apresentou uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,38 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco.

A força máxima suportada por esse modelo foi de 772 kN, força essa superior a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 690 kN, quando houve diminuição no seu valor até 650 kN. Em seguida, o bloco voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 772 kN. Observa-se que o valor da força última do modelo M2 foi próximo ao valor de 756 kN obtida no bloco de referência do modelo M1.

Figura 10 - Curva força versus deformação nas armaduras da região central e nas armaduras do pilar do modelo M2

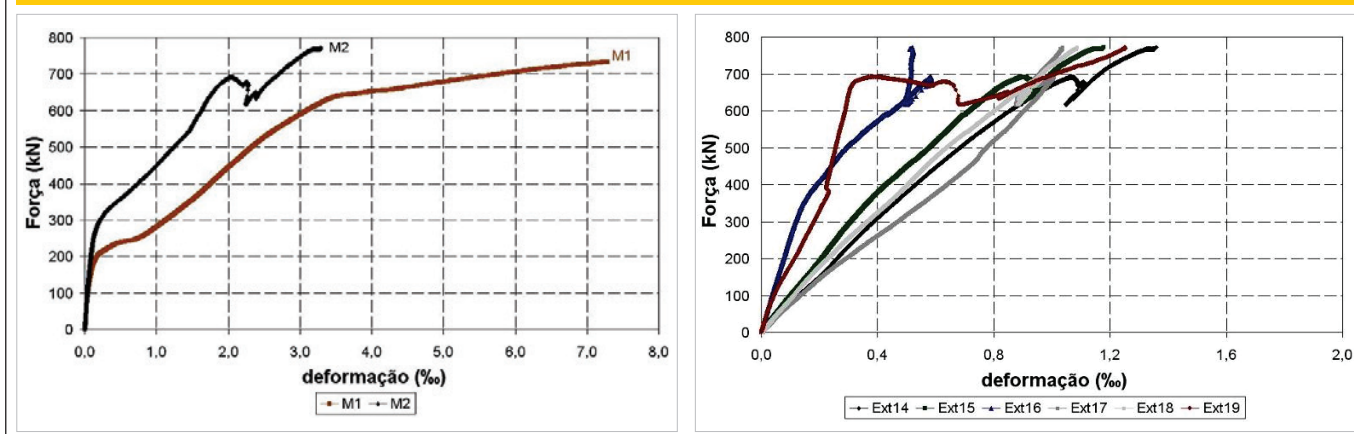


Figura 11 – Panorama de fissuração dos Modelos M1 e M2 após o ensaio



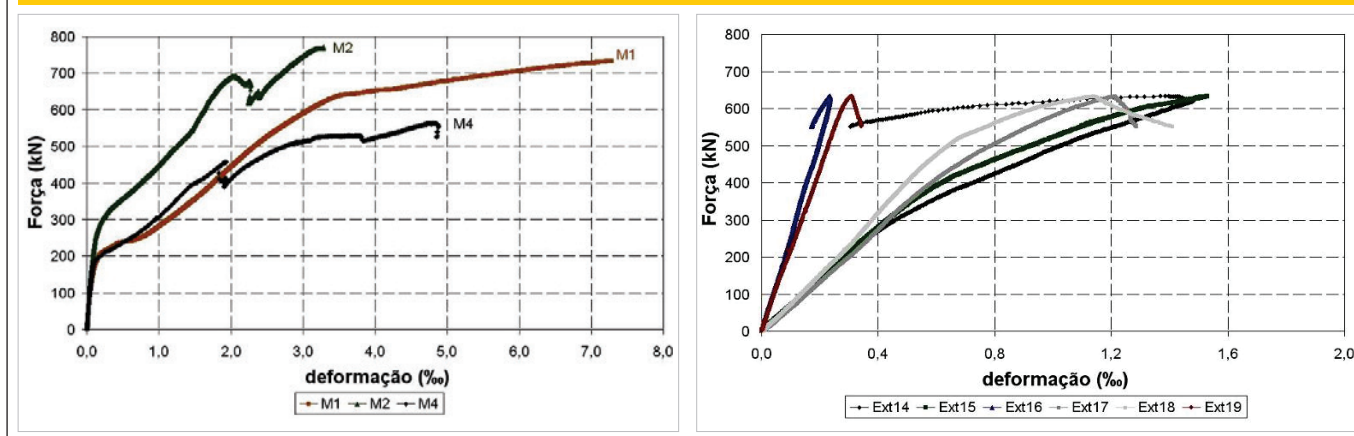
A primeira fissura visível no modelo M2 surgiu na região superior do bloco próximo ao cálice de fundação, para uma força de 100 kN. Em seguida, aberturas de fissuras da ordem de 0,05 mm ocorreram na região inferior central do bloco, para uma força no pilar igual a 320 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco barras das armaduras do tirante foi de 0,38‰, o que resulta numa tensão igual a 77 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 310 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 10 apresenta o gráfico força versus deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M2 e M1, e a curva força versus deformação nas armaduras posicionadas ao longo do pilar. Observa-se por meio dessa figura que o bloco com cálice externo apresentou-se mais

rígido do que o bloco de referência, e que as deformações nas barras das armaduras dos pilares tornam-se menores à medida que o pilar se aproxima do fundo do cálice. Entretanto, essa diminuição é pequena, indicando que apesar da biela de compressão ser formada ao longo da altura do cálice, parte da força é transmitida diretamente ao fundo do cálice.

Verificaram-se aberturas de fissuras da ordem de 0,15 mm correspondente a força de 420 kN; 0,25 mm para uma força de 500 kN; e abertura de fissura igual a 0,3 mm correspondente a uma força igual a 620 kN. Verificaram-se quatro linhas de fissuras na região central do bloco, as quais prolongaram-se até a região superior. Observou-se ainda a formação de fissuras horizontais na região do cálice, as quais surgiram para forças próximas a ruína do modelo. A Figura 11 apresenta o panorama de fissuração dos blocos dos modelos M1 e M2.

Figura 12 – Curva força versus deformação nas armaduras da região central e nas armaduras do pilar do modelo M4



4.4 Bloco com cálice parcialmente embutido

O modelo M4 registrou uma excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,17 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras das armaduras principais do tirante, localizadas na região central do bloco, seguido da ruptura do concreto do bloco.

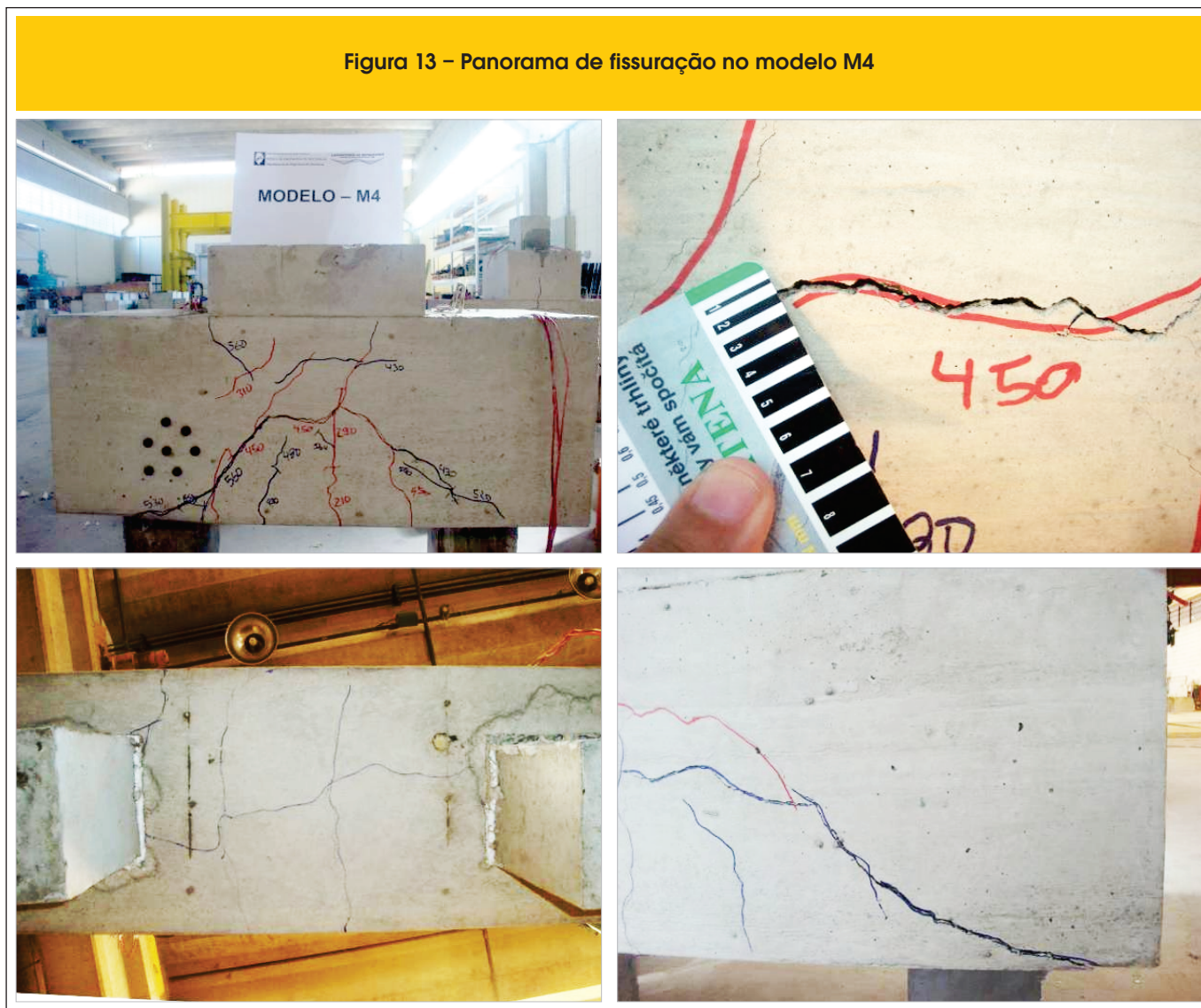
A força máxima suportada por esse modelo foi de 563 kN, força essa superior a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 460 kN, apresentando duas grandes fissuras na região central, quando houve diminuição na resistência até o valor de 400 kN. Em seguida, o bloco voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 563 kN. Observa-se que o valor da força última do modelo M4 foi inferior ao valor de 756 kN obtido no bloco de referência, bem como foi inferior a força última obtida no modelo M2.

A primeira fissura visível no modelo M4 surgiu na região central in-

ferior do bloco, apresentando abertura da ordem de 0,05 mm para uma força de 210 kN. Nessa etapa, a deformação máxima medida nas barras das armaduras do tirante foi de 0,26‰ o que resulta numa tensão igual a 53 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez para uma força próxima de 190 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força *versus* deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 12 apresenta o gráfico força *versus* deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M1, M2 e M4, e a curva força *versus* deformação nas armaduras posicionadas ao longo do pilar. Observa-se por meio dessa figura que até uma força próxima a 450 kN, o modelo M4 apresentou rigidez semelhante a do bloco de referência, e inferior a rigidez do bloco com cálice externo do modelo M2. Verifica-se também que, a partir da força de 450 kN, o modelo M4 apresentou deformações médias nas armaduras superiores às obtidas nos modelos M1 e M2. Em função desses resultados, percebe-se que a formação da biela de compressão no modelo M4 apresenta in-

Figura 13 – Panorama de fissuração no modelo M4



clinação com o tirante inferior a inclinação do bloco de referência. Semelhante ao que ocorreu no modelo M2, as deformações nas barras das armaduras dos pilares tornam-se menores à medida que o pilar se aproxima do fundo do cálice. Entretanto, parte da força oriunda do pilar foi transmitida diretamente ao fundo do cálice.

No modelo M4 verificaram-se aberturas da ordem de 0,15 mm correspondente a força de 310 kN; 0,25 mm para uma força de 380 kN; e 0,30 mm para uma força de 440 kN. Após o modelo M4 apresentar diminuição na força, conforme dito anteriormente, observou-se aumento das fissuras existentes, apresentando aberturas máximas da ordem de 2,00 mm, conforme pode ser observado na Figura 13, as quais apresentam o panorama de fissuração do modelo M4 após a realização dos ensaios.

Constataram-se fissuras na região central do bloco, sendo que uma dessas fissuras atravessou o bloco passando pela região inferior surgindo na face oposta, provocando separação do concreto dos blocos. Observou-se ainda a formação de fissuras na região inferior do bloco e não se constatou fissuras atravessando o bloco em direção ao colarinho, situado na parte superior do cálice

4.5 Bloco com cálice embutido

O modelo M6 comportou-se como bloco flexível. Foi registrada uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 0,09 cm, configurando uma situação em que se tem praticamente a força centrada. A ruína do modelo se deu por escoamento das barras das armaduras principais do tirante, localizadas na região central do bloco, sem que ocorresse ruptura do concreto do bloco.

A força máxima suportada por esse modelo foi de 359 kN, força essa praticamente igual a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir a força última de 359 kN, apresentando uma única fissura vertical que se estendeu até o topo do bloco, e várias fissuras horizontais, as quais se estenderam por toda região inferior do bloco. Observa-se que o valor da força última do modelo M6 foi inferior ao valor máximo de 756 kN obtido no bloco de referência, bem como foi inferior a força dos modelos M2, que

apresentava cálice externo, e M4, que apresentava cálice parcialmente embutido.

A primeira fissura visível no modelo M6 surgiu na região central inferior do bloco, apresentando abertura da ordem de 0,05 mm para uma força de 170 kN. Nessa etapa, a deformação máxima medida nas barras das armaduras do tirante foi de 0,28‰ o que resulta numa tensão igual a 57 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez para uma força próxima de 160 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

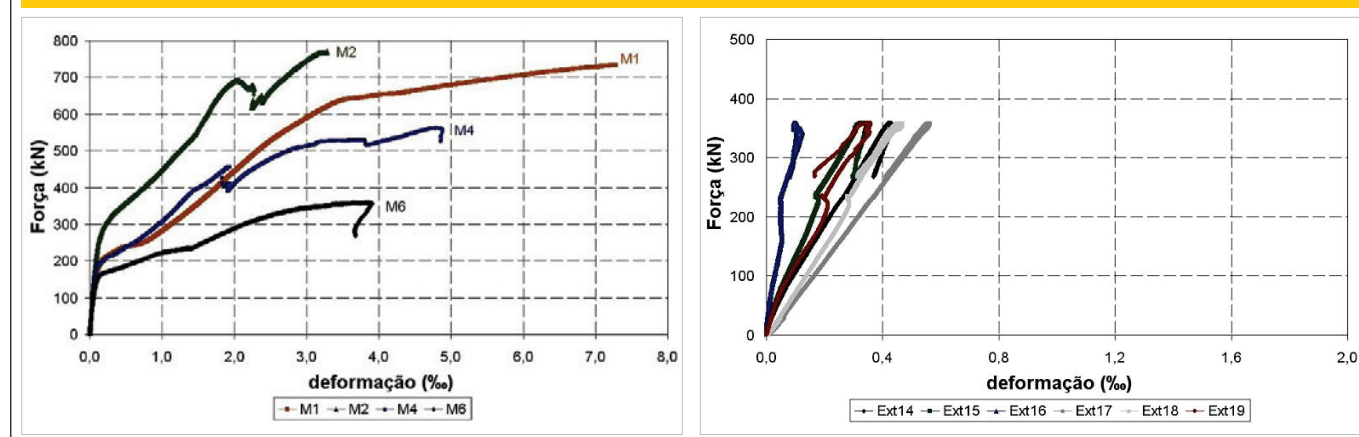
A Figura 14 apresenta o gráfico força versus deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M1, M2, M4 e M6, e a curva força versus deformação nas armaduras posicionadas ao longo do pilar. Observa-se por meio dessa figura que o modelo M6 foi o que apresentou menor rigidez dentre os modelos analisados, bem como foi o que apresentou maiores deformações nas barras da armadura principal do tirante. Comparando o modelo M6 ao bloco de referência dessa série, constatou-se redução na força atuante no pilar da ordem de 40% para uma deformação média nas barras da armadura próxima a 3,8‰. Em função dos resultados apresentados, percebe-se que não ocorreu a formação da biela de compressão no modelo M6, tendo o modelo apresentado comportamento de bloco flexível.

Verificaram-se aberturas da ordem de 0,15 mm correspondente a força de 200 kN; 0,20 mm para uma força de 230 kN; 0,30 mm para uma força de 260 kN; e 0,50 mm para uma força de 320 kN. Verificou-se ainda que, próximo a ruína do modelo, houve aumento das fissuras existentes e surgimento de fissuras horizontais com aberturas superiores a 2,00 mm. Verificaram-se diversos caminhos de fissuras na região central do bloco, sendo que várias dessas fissuras atravessaram o bloco passando pela região inferior e surgindo na face oposta. A figura 15 apresenta o panorama de fissuração e o destacamento do concreto situado da região inferior do bloco.

4.6 Análise dos resultados

Em relação a força última apresentada pelos modelos, verifica-

Figura 14 – Curva força versus deformação nas armaduras da região central e nas armaduras do pilar do modelo M6



-se que apenas o bloco com cálice externo apresentou força última superior a do bloco de referência, sendo esse valor superior em 2%. Os blocos com cálice parcialmente embutido e embutido, apresentaram força última inferior a do bloco de referência, com valores da ordem de 74% para o modelo M4 e 47% para o modelo M6 em relação a força última do bloco de referência.

Em relação a força de avaliação, verificou-se que apenas o bloco com cálice embutido da série sem rugosidade apresentou a força experimental inferior à força teórica, indicando que o procedimento de cálculo utilizado no dimensionamento desses blocos apresenta-se contra a segurança. O bloco com cálice parcialmente embutido apresentou força última igual a força teórica de avaliação, enquanto que os blocos com cálice externo e o bloco de referência apresentou força última superior a força teórica. Essas relações encontram-se na tabelal 3.

Em relação a transferência de forças do pilar para o cálice, por meio da instrumentação das armaduras dos pilares, obtiveram-se as medidas de deformação destas barras. Com o valor do módulo de elasticidade das barras de aço obtidas na caracterização dos

Tabela 3 – Relação entre força última e força de avaliação

Modelo	F_u (kN)	$F_{,ava}$ (kN)	$F_u/F_{,ava}$ (%)
M1	756	565	134
M2	772	565	137
M4	563	565	100
M6	359	565	64

materiais, foi possível estimar a força atuante nas barras das armaduras dos pilares em três seções dispostas ao longo do comprimento do pilar, sendo a seção S1 posicionada próximo ao topo do pilar, a seção S2 posicionada na região central do pilar e a seção S3 posicionada na região inferior do pilar.

Figura 15 – Panorama de fissuração no modelo M6

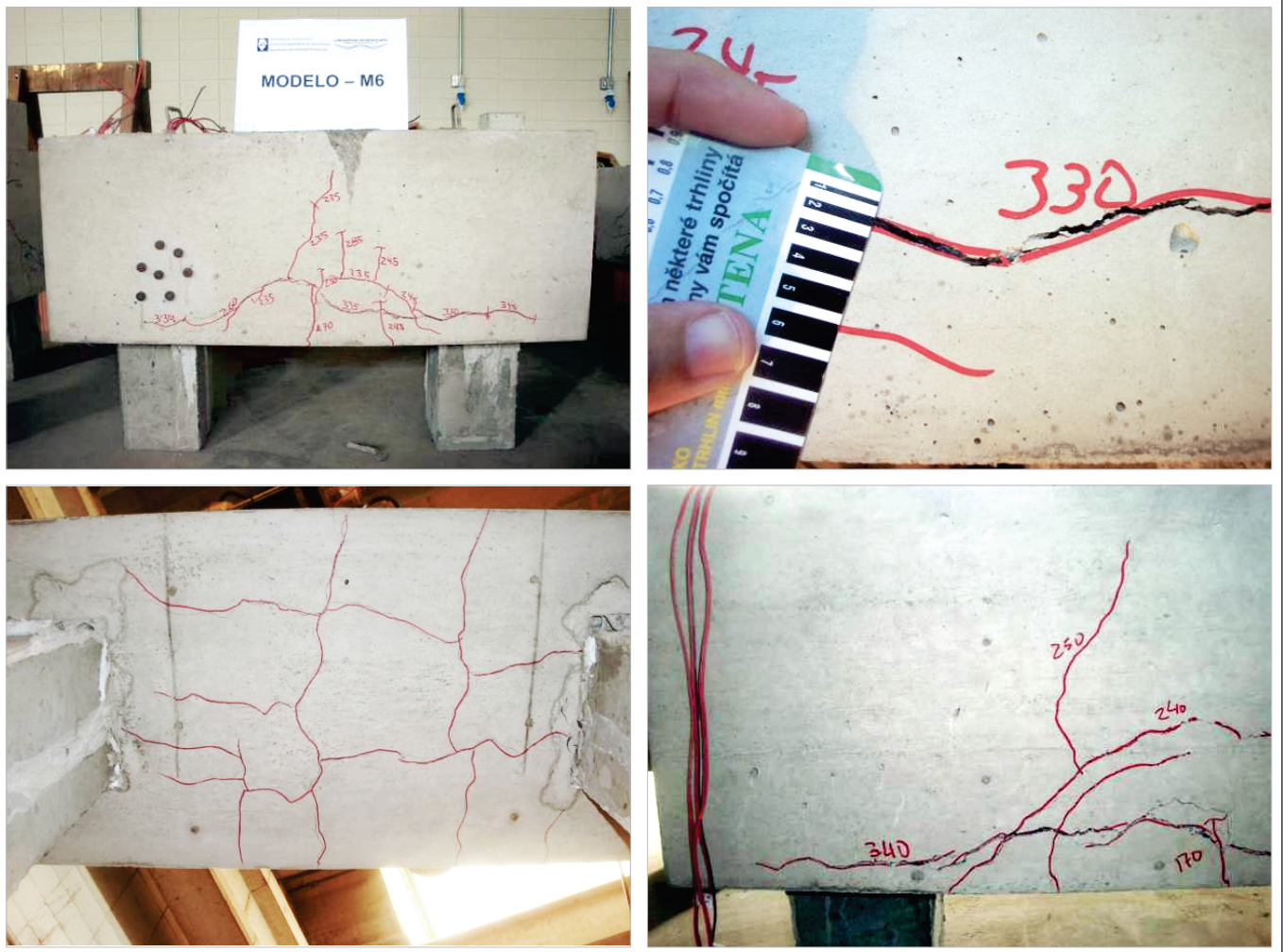


Tabela 4 – Força última teórica no pilar

Modelo	$\varepsilon_{s,S1}$ (‰)	f_c (MPa)	$F_{aço}$ (kN)	$F_{concreto}$ (kN)	$F_{teo,c}$ (kN)	F_u (kN)	$F_{teo,c}/F_u$ (%)
M2	1,20	26,9	116,0	591,8	707,8	772	92%
M4	1,00	24,0	94,9	528,0	622,9	563	111%
M6	0,50	14,0	47,7	308,0	355,7	359	99%

Em virtude das pequenas excentricidades que foram registradas nos modelos, considerou-se que a distribuição de tensões no pilar ocorreu de modo uniforme. Admitiu-se simplificadamente que a deformação nas quatro barras da armadura do pilar fosse igual ao valor médio obtido nos dois extensômetros posicionados nas barras de aço em cada seção. Considerando a aderência perfeita entre o concreto e as barras de aço, pode-se admitir que a deformação no concreto é muito próxima da deformação das barras de aço. A partir da curva tensão *versus* deformação obtida nos ensaios de caracterização do concreto dos pilares, obtém-se a tensão média de compressão atuante no concreto dos pilares, com a qual obtém-se a parcela de força no concreto. Unindo as parcelas de forças existentes nas barras de aço e no concreto dos pilares, é possível estabelecer um valor de força teórica atuante no pilar, $F_{teo,p}$ obtidos com os dados experimentais, por meio da expressão 7.

$$F_{teo,p} = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s + f_c \cdot A_c \quad (7)$$

Fazendo o cálculo teórico com os dados de deformação obtidos na seção S1 na iminência da ruína dos modelos, é possível comparar a força teórica no pilar com o valor da força última nos modelos, a qual foi registrada na etapa de ensaio. Verificou-se diferenças da ordem de 10% entre o valor teórico e o experimental, os quais encontram-se dispostos na tabela 4.

Por se tratar de um modelo de cálculo, existem diferenças entre os valores de forças registradas no ensaio com os valores previs-

tos no modelo teórico. Essas diferenças podem ser atribuídas aos seguintes fatores: regiões em que possa ter ocorrido escorregamento das barras de aço, não havendo aderência perfeita entre o concreto e o aço; distribuição não uniforme das tensões na seção plana em virtude das pequenas excentricidades registradas; valores médios de resistência do aço e do concreto obtidos nos ensaios de caracterização.

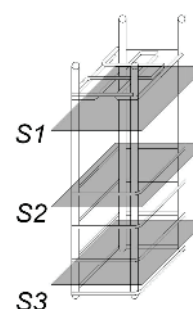
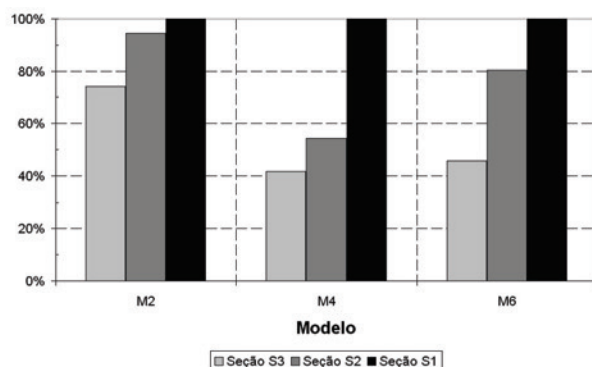
Assim como se procedeu na seção S1, fez-se o cálculo das forças atuantes no concreto e nas barras de aço nas seções S2 e S3, situadas no meio e na região inferior do pilar, respectivamente. Deste modo, foi possível analisar a evolução da força nessas seções, bem como a transferência da força oriunda do pilar para o bloco. Verifica-se que ocorre uma redução da força atuante na seção S1 para a seção S3, isto é, ocorre a dissipação da força do pilar a medida que o mesmo encontra-se em contato com o cálice. Constatou-se que os blocos apresentam na seção S3 uma força média equivalente a 55% da força atuante na seção S1, isto é, 55% da força atuante no pilar é transmitida ao bloco diretamente pelo fundo do cálice, conforme Figura 16.

5. Conclusão

Verifica-se por meio dos resultados obtidos nos ensaios que o bloco com cálice externo apresentou força última semelhante a obtida no bloco de referência com ligação monolítica, enquanto que os blocos com cálice parcialmente embutido e embutido, apresentaram força última inferior a do bloco de referência.

Em relação a força de avaliação, constatou-se que o bloco com cálice embutido apresentou força última inferior a força de avalia-

Figura 16 – Transferência de força do pilar para o bloco



ção registrada após a caracterização dos materiais, indicando que o modelo teórico utilizado para o dimensionamento desse tipo de bloco é contra a segurança.

Em relação as deformações medidas nas barras das armaduras dos pilares, verifica-se que a transferência da força oriunda do pilar em direção ao bloco ocorre em parte pela formação da biela de compressão ao longo do cálice, e em parte pela transmissão direta ao fundo do cálice.

Recomenda-se a realização de outros ensaios considerando a existência de rugosidade na interface entre o pilar e o cálice.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem aos funcionários do Laboratório de Estruturas, ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, e ao CNPq pela bolsa de doutorado concedida ao primeiro autor.

7. Referências bibliográficas

- [01] CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Critical analysis of models and recommendations for designing column-base connection by socket of precast concrete structures. *IBRACON Structural Journal*, v.2, n.2, p.116-136, June.2006.
- [02] CAMPOS, G. M.; CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Design of precast columns bases embedded in socket foundations with smooth interfaces. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.4, n.2, p.314-323, June.2011.
- [03] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behavior of two pile caps. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.2, n.4, p.306-325, December.2009.
- [04] SOUZA, R. A.; KUCHMA, D. A., PARK, J.; BITTENCOURT, T. N. Adaptable strut-and-tie model for the design and verification of four pile caps. *ACI Structural Journal*. v. 106, p. 1-9, 2009.
- [05] BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Concrete compressive characteristic strength analysis of pile caps with three piles. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.6, n.1, p.158-177, February. 2013.
- [06] BARROS, R. Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2009.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT. 2006
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [09] 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;
- [10] AITCIN, P. C. Concreto de alto desempenho, 1 ed. P. 667. São Paulo,2000;
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto. Rio de Janeiro, 2008.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.