

Comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido: estudo experimental

Behavior of reinforced concrete two pile caps with partially embedded socket: experimental study

Rodrigo Barros
Daniel Nelson Maciel
José Samuel Giongo

Resumo

Em 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 ou externo, com o colarinho saliente em relação ao bloco de fundação. Apresenta-se nesse trabalho resultados de um estudo experimental de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido submetido à ação centrada, utilizando modelos em escala reduzida 1:2. Nos modelos analisados, considerou-se a existência de chave de cisalhamento nas paredes do cálice e do pilar, e também a conformação de paredes lisas nos elementos. Os resultados são comparados com o de blocos de fundação que apresentam ligações monolíticas. Observa-se que os blocos com chave de cisalhamento apresentam força última superior à dos blocos com ligação monolítica, e que os blocos com interface lisa apresentam força última até 26% menor do que a dos blocos com ligação monolítica.

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 present an experimental study about reinforced concrete two pile caps with partially embedded socket submitted to central load, using 1:2 scaled models. In analyzed models, it was considered shear keys in the socket walls and column interface, as well as a smooth interface on this elements. The results are compared with monolithic pile caps connections. It is observed that the pile caps with shear keys on sockets has ultimate load greater than pile caps with monolithic connections, but the pile caps without shear keys has ultimate load up to 26% less than pile caps with monolithic connections.

Palavras-chave: Concreto armado / Bloco sobre estacas / Cálice parcialmente embutido

Keywords: Reinforced concrete / Pile caps / Partially embedded socket

Rodrigo Barros

Engenheiro Civil, Professor Adjunto
Escola de Ciências & Tecnologia
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – RN, Brasil
rodrigobarros@ect.ufrn.br

Daniel Nelson Maciel

Engenheiro Civil, Professor Associado
Escola de Ciências & Tecnologia
Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – RN, Brasil
dnmaciel@ect.ufrn.br

José Samuel Giongo

Engenheiro Civil, Professor Doutor
Departamento de Engenharia de Estruturas – EESC, USP
São Carlos – SP, Brasil
jsgiongo@sc.usp.br

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

BARROS, Rodrigo [et al.] – Comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido: estudo experimental. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 10. ISSN 2183-8488. (julho 2019) 63-74.

1 Introdução

Blocos de fundação ou blocos de coroamento são utilizados em edificações cujas fundações precisam atingir as camadas profundas do terreno. Os elementos de fundação profunda mais utilizados são as estacas e os tubulões. A ligação entre esses elementos e a superestrutura de uma edificação, por sua vez, ocorre 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 de fundação, 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: externo ao bloco, ou seja, com colarinho saliente; parcialmente embutido, em que o comprimento de embutimento é dividido na parte referente ao colarinho externo e na parte embutida no bloco; ou embutido no bloco, sem presença de colarinho.

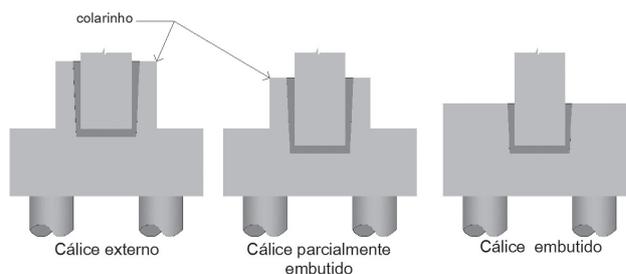


Figura 1 Bloco de fundações com cálice externo, parcialmente embutido e embutido

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 para os casos de blocos rígidos. Na literatura técnica são encontrados diversos estudos a respeito do dimensionamento do cálice de fundação, dentre os quais se destacam os trabalhos de Canha [1], Campos [2] e Canha et al. [3]. Entretanto, existe pouca informação na literatura técnica a respeito do comportamento estrutural dos blocos de fundação com a presença de cálice, dentre os quais pode destacar-se as pesquisas de Delalibera et al. [4], Barros e Giongo [5] e Delalibera et al. [6]. Em relação a blocos de fundação utilizados em ligações monolíticas, destacam-se os trabalhos com foco no desenvolvimento de modelos de bielas e tirantes, os quais são utilizados no dimensionamento desse tipo de bloco. Delalibera e Giongo [7] apresentam um estudo sobre a influência que a seção reta dos pilares provoca nos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas. Já Munhoz e Giongo [8] realizaram um estudo semelhante a respeito da influência da seção transversal dos pilares, bem como sua taxa de armadura, na armadura longitudinal do

tirante de blocos sobre duas estacas. Souza *et al.* [9] apresentam um modelo adaptado para consideração de excentricidades em modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre quatro estacas. Buttignol e Almeida [10] 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. Barros *et al.* [11] realizaram simulação numérica em blocos de fundação com concreto pré-moldado. Tomaz *et al.* [12] analisaram o comportamento das tensões nodais no encontro das bielas com os pilares, considerando o comportamento multiaxial do concreto.

Por esse motivo, desenvolveu-se uma pesquisa teórico-experimental a respeito de blocos de fundação com cálice, na qual alguns resultados dos blocos com cálice parcialmente embutido são apresentados ao longo deste trabalho.

2 Metodologia

A metodologia utilizada para este trabalho foi a análise teórica e experimental de blocos sobre duas estacas. Apresentam-se neste trabalho os resultados dos ensaios experimentais de quatro blocos de fundação em escala 1:2. Dois desses blocos apresentaram cálice parcialmente embutido com a presença de colarinho, sendo que um dos blocos apresentava rugosidade nas paredes do cálice e do pilar, enquanto o outro não apresentava nenhum tipo de rugosidade. Foram analisados outros dois blocos os quais não possuíam cálice de fundação, isto é, blocos em que a ligação entre o pilar e o bloco ocorre de forma monolítica. Esses blocos, por sua vez, foram denominados blocos de referência, e serviram para comparação dos resultados entre os blocos com cálice de fundação e blocos monolíticos. A necessidade de se apresentar dois blocos monolíticos se deu pela diferença nas dimensões dos blocos com cálice rugoso e liso, necessária para manter o ângulo teórico de inclinação da biela igual para os dois modelos analisados.

2.1 Modelos físicos

Os ensaios ocorreram no Laboratório de Estruturas (LE) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Os modelos com cálice parcialmente embutido possuíam a altura do bloco igual à altura dos blocos de referência, ficando o comprimento de embutimento l_{emb} dividido, estando metade desse valor em uma parcela externa ao bloco e a outra metade embutida no mesmo. Os quatro modelos analisados foram divididos em duas séries, sendo denominados de M1 e M2 os blocos da série sem rugosidade, e M3 e M4 os blocos da série com rugosidade, conforme apresentado no Quadro 1. A consideração dos modelos com e sem rugosidade se deu pelo fato de a ABNT NBR 9062:2006 [13] permitir essas duas configurações para o cálice.

Quadro 1 Modelos ensaiados em laboratório

Série	Tipo de cálice	Modelo
Sem Rugosidade (SR)	Referência	M1
	Parcialmente embutido	M2
Com Rugosidade (CR)	Referência	M3
	Parcialmente embutido	M4

2.2 Dimensionamento dos modelos

O dimensionamento dos blocos foi feito a partir das medidas de um protótipo com aresta do pilar medindo 30 cm de comprimento e estacas quadradas cujas arestas tinham a mesma medida do pilar. A altura dos blocos foi definida a partir do comprimento mínimo de embutimento recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 [13] para força normal com pequena excentricidade, e o dimensionamento a partir das recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [14] e de Blévet e Frémy [15]. O modelo de bielas e tirantes adotado considera a força aplicada no pilar dividida em duas partes iguais, cada qual aplicada a uma distância de um quarto da aresta da seção do pilar, e a biela chegando no centro de cada estaca. A partir dessa definição, foi possível definir o modelo de Bielas e Tirantes, e calcular a força em cada elemento. A Figura 2, apresentada a seguir, ilustra as medidas dos blocos em escala real, cujas medidas estão apresentadas em centímetro.

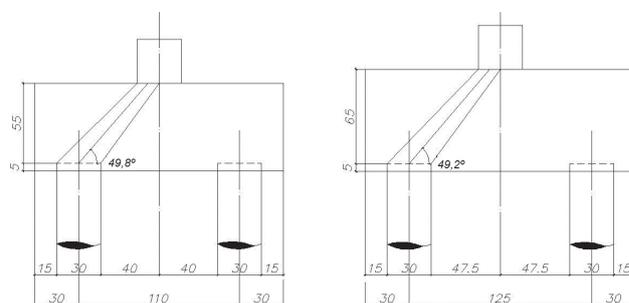


Figura 2 Dimensões dos modelos em escala real (medidas em cm)

Para obtenção da força normal teórica suportada pelo bloco, utilizam-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. Os valores de F_d representam valores de cálculo, isto é, valores utilizados nas etapas de projeto. Como se trata do dimensionamento de elementos que serão ensaiados em laboratório, utilizou-se o valor do coeficiente de segurança majorador das ações $\gamma_f = 1$, sendo admitida 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 considerados, sendo adotado o valor da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), conforme equações 1 e 2. Em outras palavras, o coeficiente minorador γ_m do concreto e do aço foi tomado igual a 1.

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

$$F_{ava} = F_{ck} \cdot A_p \cdot \sin^2 49,8 = 0,58 \cdot f_{ck} \cdot A_p \quad (\text{CR}) \quad (2)$$

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. Utilizou-se concreto usual com resistência característica à compressão, f_{ck} , igual a 25 MPa.

O cálculo da força no tirante foi 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 de minoração da resistência $\gamma_s = 1$. Como os modelos reduzidos mantêm a escala 1:2, o dimensionamento desses modelos é feito do mesmo modo, alterando a geometria dos blocos, resultando para a série sem rugosidade os seguintes valores:

$$F_{ava} = 0,57 \cdot 2,5 \cdot 15 \cdot 15 = 320,625 \text{ kN} \quad (3)$$

$$R_{st} = \frac{320,625}{2 \cdot \text{tg } 49,2} = 138,3 \text{ kN} \quad (4)$$

$$A_{st} = \frac{138,3}{50} = 2,77 \text{ cm}^2 \quad (5)$$

Semelhante ao resultado anterior, obtém-se na situação do bloco com rugosidade:

$$F_{ava} = 0,58 \cdot 2,5 \cdot 15 \cdot 15 = 326,25 \text{ kN} \quad (6)$$

$$R_{st} = \frac{326,25}{2 \cdot \text{tg } 49,8} = 137,8 \text{ kN} \quad (7)$$

$$A_{st} = \frac{137,8}{50} = 2,76 \text{ cm}^2 \quad (8)$$

Portanto, a armadura principal do bloco foi detalhada com $4\phi 8,0$ e $1\phi 10,0$ totalizando $2,78 \text{ cm}^2$. O dimensionamento dos pilares e estacas seguiu as recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [14] com a consideração de momento mínimo aplicado nesses elementos, o que resultou em $4\phi 10,0$ para as estacas e $4\phi 12,5$ para os pilares. Em relação ao dimensionamento do cálice consideraram-se as recomendações de pequena excentricidade, uma vez que nos ensaios a força foi aplicada centrada no pilar. Em relação à chave de cisalhamento para conformação rugosa das paredes do cálice, considerou-se os detalhes apresentados na Figura 3.

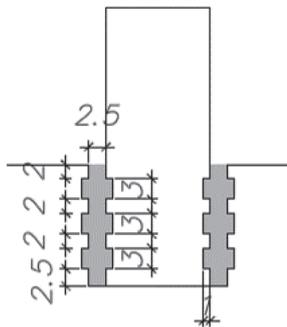


Figura 3 Detalhe da chave de cisalhamento (medidas em cm)

3 Programa experimental

3.1 Formas

As formas utilizadas na construção dos blocos, pilares e estacas 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 formas, pregos, parafusos e cola. Para a construção da chave de cisalhamento, utilizou-se poliestireno expandido (Isopor) para o cálice e madeira para a forma dos pilares. As Figuras 4a) e 4b) apresentam, respectivamente, a forma interna do cálice com rugosidade do modelo M4, e a forma de um dos blocos com as estacas posicionadas antes da concretagem.



a)



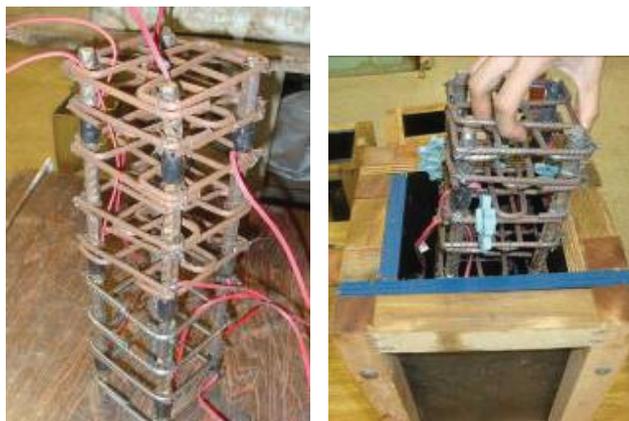
b)

Figura 4 Formas do cálice e dos blocos

3.2 Armaduras

Foram utilizadas barras de aço da categoria CA-50 com diâmetros de 6,3 mm, 8 mm, 10 mm e 12,5 mm e fios de aço CA-60 com diâmetro nominal de 5,0 mm. Foi necessário proceder à montagem das armaduras, a qual ocorreu no LE. A sequência 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. As Figuras 5a) e 5b) apresentam a etapa de projeto, e as armaduras dos pilares após montagem bem como seu posicionamento na forma, enquanto

as Figuras 6a) e 6b) apresentam o processo de montagem das armaduras de um dos blocos ensaiados. A Figura 7, por sua vez, apresenta o detalhamento completo das armaduras utilizadas no modelo M4.



a) b)

Figura 5 Detalhes da armadura dos pilares



a)



b)

Figura 6 Detalhes da armadura dos blocos

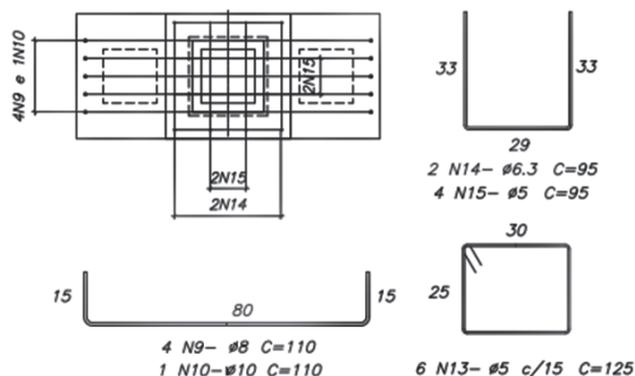


Figura 7 Detalhamento da armadura de um dos blocos

3.3 Concretagem

Inicialmente foram moldadas as estacas, pois precisavam estar posicionadas na forma antes da concretagem dos blocos. Posteriormente, foram concretados os blocos e cálices de fundação e, por último, os pilares. O concreto utilizado para as estacas e pilares apresentava resistência à compressão superior à resistência dos blocos. Para pilares e estacas utilizou-se concreto da classe C50 e para os blocos e para o cálice utilizou-se concreto da classe C25. A diferença na resistência dos elementos tinha por objetivo evitar que a ruína ocorresse nas estacas e nos pilares. O concreto da classe C50 foi feito no laboratório de estruturas enquanto o concreto da classe C25 foi adquirido em empresa fornecedora de concreto usinado.

O traço utilizado para os concretos da classe C50 foi estabelecido de acordo com AITCIN [16]. 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).

Utilizou-se cimento CPV-ARI (Cimento de alta resistência inicial). O agregado 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 o Glenium 51.

No posicionamento das barras das armaduras nas formas 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 os fios fossem danificados pelo concreto fresco. A Figura 8a) apresenta o bloco do modelo M4 antes da concretagem, enquanto a Figura 8b) apresenta o mesmo bloco após a concretagem.

A concretagem dos pilares ocorreu após a etapa de concretagem dos blocos. Conforme dito anteriormente, o concreto utilizado nos pilares foi o mesmo utilizado nas estacas. Foram concretados os pilares pré-moldados separadamente, sendo um com rugosidade e outro sem rugosidade, os quais foram utilizados posteriormente para os blocos com cálice parcialmente embutido. Outros dois pilares foram moldados para os blocos de referência, os quais foram moldados diretamente sobre os blocos, conforme apresentado nas Figuras 9a) a 9c).



Figura 8 Concretagem dos blocos de fundação (modelo M4)

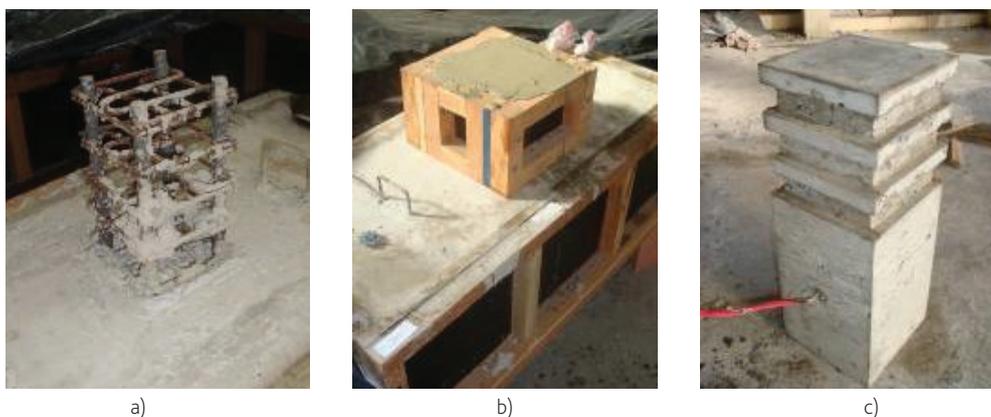


Figura 9 Concretagem dos pilares

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. As paredes dos cálices foram limpas com um pano úmido. Em seguida, procedeu-se ao posicionamento dos pilares que foram moldados separadamente.

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 da marca Botagrout. Esse 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 .

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. A

aplicação da força nos pilares foi feita com deslocamento controlado, e velocidade constante e igual a $0,002 \text{ mm/s}$. Este equipamento também foi utilizado para realização dos ensaios para obtenção das propriedades das barras e fios de aço. Para obtenção dos dados referentes às medidas de deformação e deslocamento obtidos com os extensômetros elétricos de resistência e com os transdutores de deslocamento, foi utilizado o sistema System 5000 para aquisição automática dos dados.

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 por 20 cm de altura, enquanto para o graute utilizaram-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 [17], ABNT NBR 5739:2007 [18] e ABNT NBR 7222:2011 [19].

As medidas de deformações nas 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 era verificar, por meio das medidas das deformações, 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 10a) apresenta os transdutores de deslocamentos, enquanto as Figuras 10b) e 10c) apresentam a máquina universal Instron 8506 com o bloco preparado para o ensaio

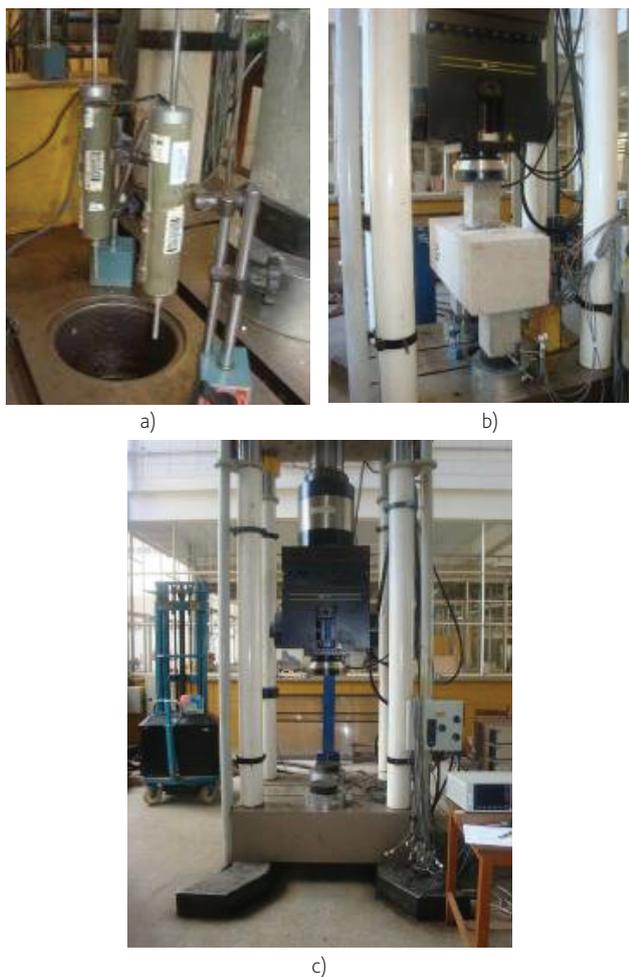


Figura 10 Máquina universal Instron 8506 utilizada nos ensaios

4 Resultados

4.1 Propriedades mecânicas

Apresentam-se os resultados das propriedades dos materiais utilizados na construção dos modelos. Os ensaios foram feitos em corpos-de-prova cilíndricos com dimensões iguais a dez centímetros de diâmetro e vinte centímetros de altura. São apresentados no Quadro 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 de 4 corpos-de-prova. O resultado para resistência média de 37,7 MPa para o concreto dos pilares foi muito aquém do esperado, não correspondendo ao traço utilizado. Em virtude desse resultado, o topo dos pilares foi travado por chapas metálicas com o intuito de prover confinamento do concreto, e evitar uma ruína prematura desse elemento, o que prejudicaria o ensaio como um todo.

Quadro 2 Resultados da caracterização 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

4.2 Série de modelos sem rugosidade

O modelo M1 apresentou comportamento de bloco rígido. 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. 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 barras das armaduras do tirante foi de 0,596‰, 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, conforme pode ser observado na Figura 11, que apresenta o gráfico força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco. Essa diminuição de rigidez se deve a fissuras internas no bloco de fundação. A Figura 11a) apresenta o gráfico força versus deformação em cada barra, enquanto que a Figura 11b) apresenta a curva força versus deformação média em relação às armaduras posicionadas na seção central do bloco

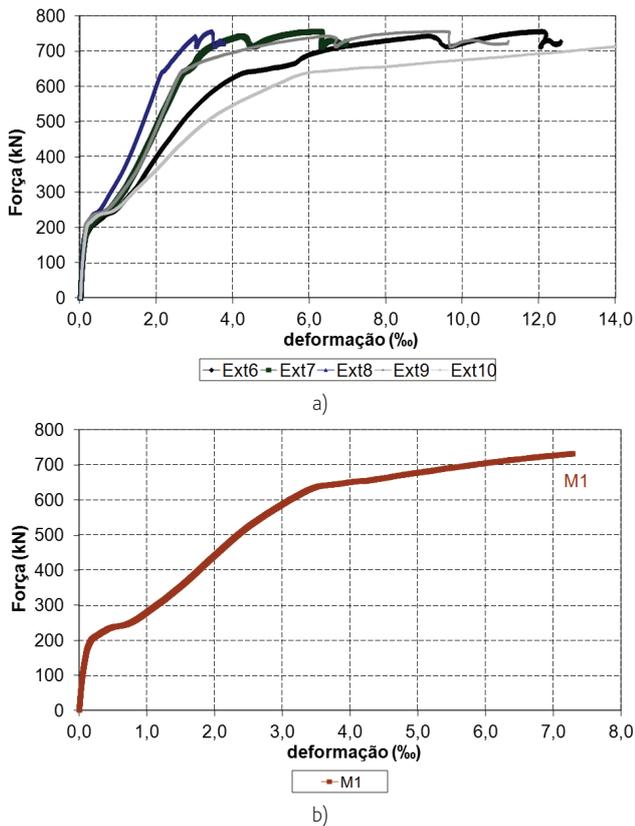


Figura 11 Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M1

O modelo M1 apresentou um deslocamento máximo próximo a 2,3 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. A Figura 12a) apresenta o modelo M1 durante o ensaio, e a Figura 12b) mostra o panorama de fissuração após o ensaio.

O modelo M2 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 da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. O modelo apresentou resistência crescente até uma força de 460 kN, quando houve diminuição no seu valor até 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 M2 foi inferior ao valor da força última de 756 kN obtida no bloco de referência do modelo M1, ou seja, com uma redução da ordem de 26% na capacidade portante do bloco.

A primeira fissura visível no modelo M2 surgiu na região central inferior do bloco, apresentando abertura de 0,05 mm para uma força de 210 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco 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 com uma força de 190 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 13 apresenta o gráfico força versus deformação média em

relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M2 e M1. Observa-se por meio dessa figura que o bloco com cálice parcialmente embutido apresentou rigidez semelhante, porém apresentou força última menor que a do bloco de referência.

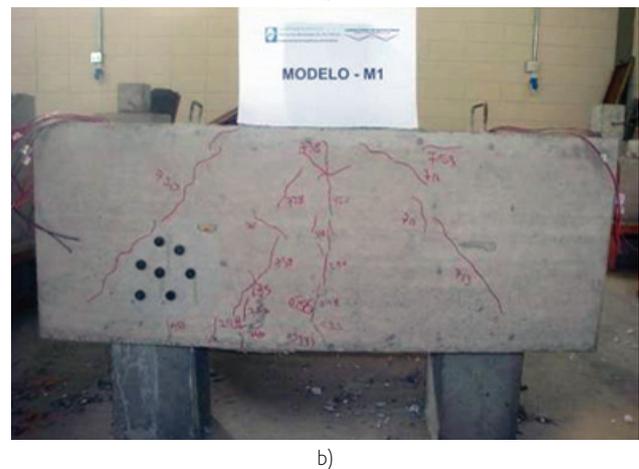


Figura 12 Modelo M1 durante o ensaio e panorama de fissuração após o ensaio

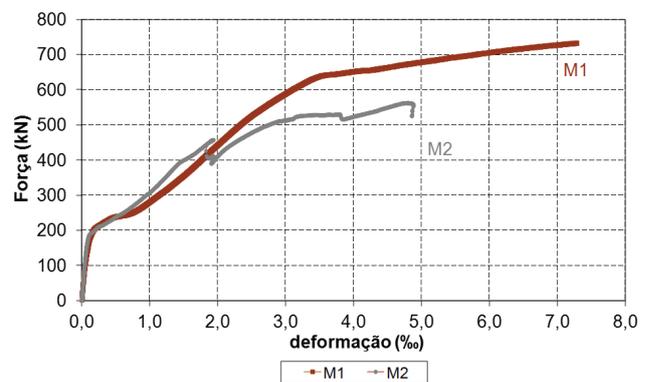


Figura 13 Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M2

O modelo M2 apresentou um deslocamento máximo próximo a 4,0 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Verificaram-se diversos caminhos de fissuras na região central do bloco, sendo que uma dessas fissuras atravessou o bloco passando pela região inferior, e surgindo na face oposta, provocando separação do concreto dos blocos, conforme Figura 14. Observou-se ainda formação de fissuras na face inferior, e não foram encontradas fissuras na região superior do cálice de fundação.

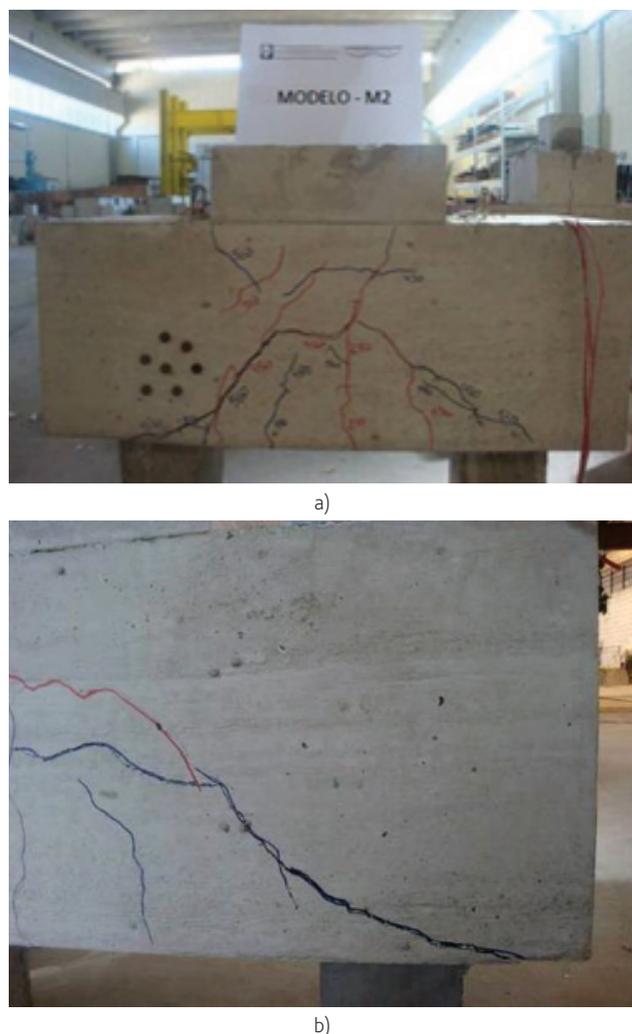


Figura 14 Fissuras na face lateral e inferior do modelo M2

4.3 Série de modelos com rugosidade

O modelo M3 apresentou comportamento de bloco rígido de acordo com o modelo teórico previsto. Inicialmente foi detectada uma excentricidade na força aplicada no pilar, a qual foi diminuindo e se estabilizando à medida que a força no modelo aumentava. Ao final, foi registrada uma pequena excentricidade da ordem de 0,45 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante.

A força máxima registrada para esse modelo foi de 728 kN, força essa superior à força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir a força última, sem apresentar diminuição no seu valor ao longo do ensaio.

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 208 kN. Nessa etapa a deformação máxima nas cinco barras das armaduras do tirante foi de 0,34‰, o que resulta numa tensão igual a 69 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima a 200 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco. A Figura 15a) apresenta o gráfico força versus deformação em cada barra, enquanto a Figura 15b) apresenta a curva força versus deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M3 e M1. Verifica-se ainda que o modelo M3 apresentou deformações médias nas armaduras inferiores às deformações obtidas no modelo M1.

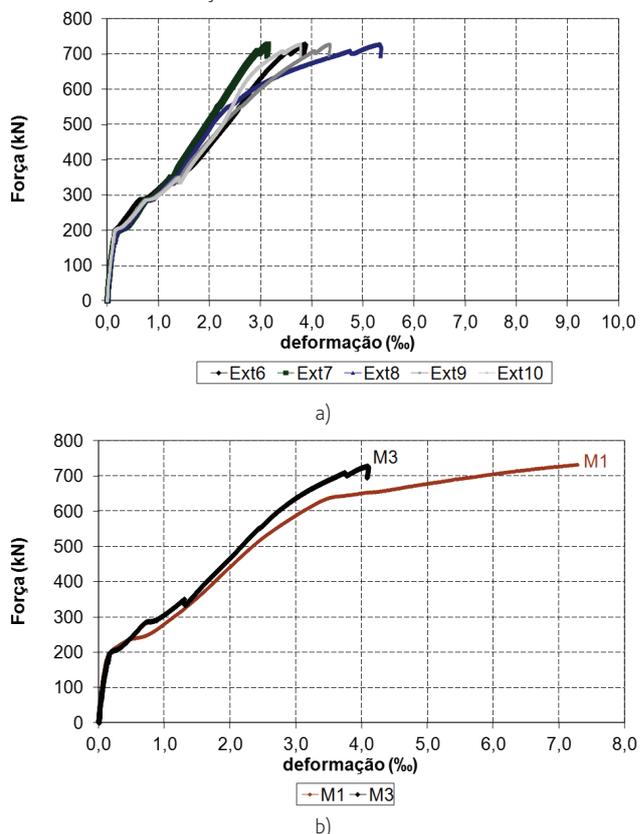


Figura 15 Curva força versus deformação nas armaduras da região central do modelo M3

O modelo M3 apresentou um deslocamento máximo próximo a 3,1 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Nesse modelo não houve perda de nenhum dos extensômetros elétricos de resistência. As Figuras 16a) e 16b) apresentam o modelo M3 após a realização dos ensaios.



a)



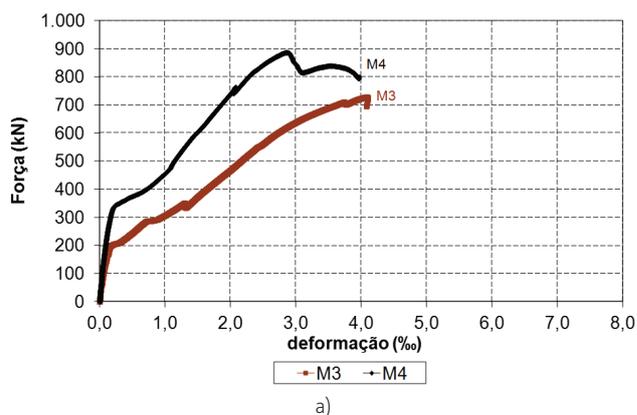
b)

Figura 16 Fissuras na face lateral e inferior do modelo M3

O modelo M4 apresentou comportamento de bloco rígido. Foi registrada uma excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,03 cm, e a ruína do modelo se deu por ruptura do concreto do bloco, com escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. O modelo apresentou resistência crescente ao longo de todo o ensaio, até atingir a ruína para uma força igual a 888 kN. Observa-se que o valor da força última do modelo M4 foi superior ao valor máximo de 728 kN do bloco de referência dessa série.

A primeira fissura visível no modelo M4 surgiu na região inferior central do bloco, para uma força de 310 kN, e apresentou abertura da ordem de 0,05 mm. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco barras da armadura do tirante foi de 0,92%, o que resulta numa tensão igual a 187 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 340 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força *versus* deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 17 apresenta o gráfico força *versus* deformação média em relação às armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M4 e M3. Observa-se por meio dessa figura que o bloco com cálice parcialmente embutido se apresentou mais rígido do que o bloco de referência.



a)

Figura 17 Curva força *versus* deformação nas armaduras da região central do modelo M4

O modelo M4 apresentou um deslocamento máximo próximo a 2,0 mm, o qual ocorreu na região central do bloco. Diferente do ocorrido no modelo M2, verificou-se a ocorrência de fissuras na região superior das paredes do colarinho. As Figuras 18a) e 18b) apresentam o modelo M4 após a realização dos ensaios, com o panorama de fissuração.



a)



b)

Figura 18 a) Fissuras na face lateral do modelo M4, b) fissuras na parte superior do colarinho do modelo M4

4.4 Transferência de força do pilar

No intuito de verificar o modo de transferência da força aplicada no pilar para o interior do bloco de fundação, foram medidos valores de deformação em duas das quatro barras das armaduras do pilar. Os extensômetros foram posicionados em 3 alturas diferentes, conforme é possível se observar na Figura 19.

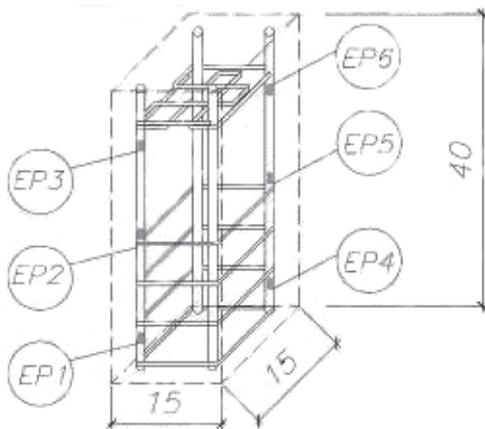


Figura 19 Localização dos extensômetros ao longo das armaduras do pilar

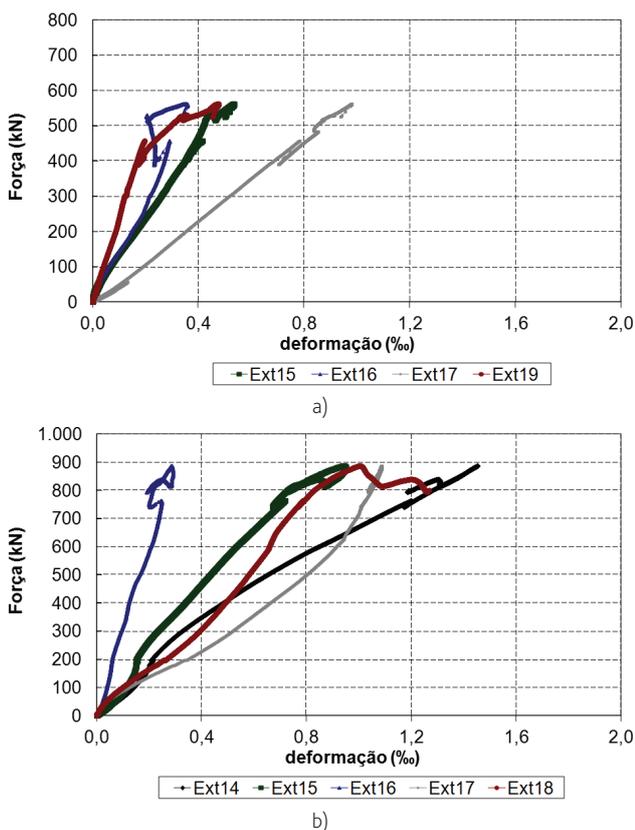


Figura 20 Deformação nas armaduras do pilar

Observou-se de um modo geral que as deformações encontradas nas barras das armaduras dos pilares dos blocos com conformação das paredes do cálice com e sem rugosidade se apresentaram de modo semelhante, porém com intensidades diferentes. Tais deformações nas barras das armaduras dos pilares, por sua vez, tornaram-se menores à medida que o pilar se aproxima do fundo do cálice, indicando que a biela de compressão é formada ao longo da altura do cálice, e não totalmente a partir do topo do cálice

Verifica-se que no modelo com rugosidade a deformação média correspondente à força última foi inferior à deformação média do modelo sem rugosidade, indicando que a formação da biela ocorreu de modo mais eficaz no modelo com rugosidade. Tais resultados podem ser observados nas Figuras 20a) e 20b) para os modelos com e sem rugosidade, respectivamente, que apresentam as curvas força versus deformação nas barras das armaduras dos pilares dos modelos M2 e M4. Observa-se, nos modelos analisados, que a transferência da força do pilar para o cálice com rugosidade ocorre de modo mais efetivo do que nos blocos da série sem rugosidade.

5 Conclusão

Verificou-se por meio dos resultados obtidos nos ensaios que o bloco com cálice parcialmente embutido da série sem rugosidade apresentou valor de força última aproximadamente 26% inferior ao valor obtido no bloco de referência com ligação monolítica. Verificou-se ainda que a rigidez e as deformações nas barras da armadura principal do tirante apresentaram comportamento semelhantes ao ocorrido no bloco de referência dessa série.

Em relação ao bloco com cálice parcialmente embutido da série com rugosidade, verificou-se um aumento na capacidade resistente do bloco da ordem de 22% quando comparada ao bloco de referência dessa série. Ao contrário do bloco da série sem rugosidade, constatou-se maior rigidez e menor deformação nas barras da armadura principal do tirante. Este fato indica que a formação da biela de compressão ao longo do cálice ocorre de modo mais efetivo quando da existência de rugosidade na ligação pilar fundação.

Em relação às deformações medidas nas barras das armaduras dos pilares, verificou-se que, no modelo sem rugosidade, as deformações apresentaram valores maiores do que as verificadas na série com rugosidade, portanto uma parcela da força aplicada no pilar era transferida ao bloco diretamente por meio do fundo do pilar em contato com o bloco. Este fato indica que a transferência da força oriunda do pilar em direção ao bloco ocorre ao longo do comprimento do cálice e de modo diferenciado de acordo com a existência ou não de rugosidade no pilar, ocorrendo de modo mais eficaz na situação em que há rugosidade.

Há de se destacar que uma análise com um número maior de blocos seria o ideal, uma vez que fica difícil inferir conclusões de maneira mais contundente considerando o pequeno número de ensaios realizados. Todavia, há de se considerar as dificuldades e custos envolvidos na realização de experimentos desse porte. Uma alternativa é a realização de simulações com modelos numéricos calibrados com os resultados experimentais aqui apresentados.

Os resultados apresentados alertam quanto a utilização de blocos com cálices sem rugosidade, os quais usualmente são dimensionados

de modo semelhante aos blocos com ligação monolítica. Pode-se inferir ainda que, na situação de bloco com cálice embutido, o comportamento do bloco de fundação poderá ser muito diferente da situação de bloco com ligação monolítica.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), a FAPESP (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo) pelos auxílios financeiros a pesquisa. Agradecem ainda ao Laboratório de Estruturas da EESC-USP e a Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas pela oportunidade de divulgação do trabalho.

Referências

- [1] Canha, R.M.F. (2004) – *Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado*. Tese (Doutorado). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [2] Campos, G.M. (2010) – *Recomendações para o projeto de cálices de fundações*. Dissertação (Mestrado). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [3] Canha, R.M.F.; Campos, G.M.; El Debs, M.K. (2012) – "Design model and recommendations of column-foundation connection through socket with rough interfaces". *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, V.5, n. 2, p. 200-218, Abril, 2012.
- [4] Delalibera, R. G.; Giongo, J. S.; Barros, R. – "Análise Experimental de blocos sobre duas estacas com cálice embutido". *52.º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2010*. Fortaleza-CE. IBRACON, 2010.
- [5] Barros, R.; Giongo, J.S. (2013) – "Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface". *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, V.6, n. 5, p.773-764, Abril, 2013.
- [6] Delalibera, R. G.; Mesquita, A. C.; Rocha, A. S.; Silva, W. A. – "The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps". *IBRACON" Structural and Material Journal*, v.9, n.6, p.856-882, December.2016.
- [7] 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.
- [8] Munhoz, F.S.; Giongo, J.S. (2017) – "Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis". *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, V.10, n. 3, p. 760-787, June, 2017.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] Barros, R.; Maciel, D.N.; Braz, D.H.L. (2017) – "Numerical Simulation of Precast Pile Caps Reinforced Concrete". *Applied Mechanics and Materials*, V. 872, n. 5, p. 130-140, Out, 2017.
- [12] Tomaz, M.A.; Delalibera, R.G.; Giongo, J.S.; Gonçalves, V.F. – "Analysis of the nodal stresses in pile caps". *IBRACON Structural and Material Journal*, v. 11, n. 6, p. 1208-1257, December. 2018.
- [13] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 9062:2006 *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro.
- [14] Associação Brasileira De Normas Técnicas – ABNT NBR 6118:2007 – *Projeto de estruturas de concreto- Procedimento*. Rio de Janeiro. 2007, 221 p.
- [15] Blévet, J.; Frémy, R. – "Semelles sur pieux". *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, 1967 v. 20, n. 230, p. 223-295.
- [16] Aitcin, P. C. (2000) – *Concreto de alto desempenho*, 1 ed. P. 667. São Paulo, 2000.
- [17] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 5738:2008 *Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto*. Rio de Janeiro.
- [18] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 5739:2007 *Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- [19] Associação Brasileira De Normas Técnicas – NBR 7222:2011 *Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.