

## ESTUDO COMPARATIVO DE BLOCOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS ESTACAS BASEADO EM ANÁLISE EXPERIMENTAL E SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Rodrigo Barros (Universidade Federal do Rio Grande do Norte) E-mail: rodrigobarros@ect.ufrn.br

Rodrigo Gustavo Delalibera (Universidade Federal de Uberlândia E-mail: dellacivil@gmail.com

José Samuel Giongo 3 (Universidade de São Paulo) E-mail:jsgiongo@sc.usp.br

**Resumo:** Bloco sobre estacas ou bloco de fundação são elementos estruturais que encontram-se presentes corriqueiramente em obras civis. Visando melhorar o entendimento sobre seu comportamento estrutural, apresentam-se resultados de estudos experimentais de blocos sobre duas estacas. Visando complementar os resultados, apresentam-se dados obtidos via simulação numérica. Essas análises foram feitas utilizando modelos tridimensionais por meio do método dos elementos finitos, nas quais consideraram-se as não-linearidades físicas dos materiais concreto e aço. São apresentados resultados relativos à força última suportada pelos modelos durante os ensaios, abertura de fissuras, distribuição de tensões nas bielas de compressão e relações de força *versus* deslocamento. Verificou-se que a existência de armadura secundária aumenta a capacidade portante dos blocos, e que nas simulações numéricas, os modelos apresentaram maior rigidez quando comparado aos resultados experimentais.

**Palavras-chave:** Bloco sobre duas estacas, análise experimental, Modelo de bielas e tirantes.

## EXPERIMENTAL AND NUMERICAL EVALUATION OF TWO PILE CAPS REINFORCED CONCRETE

**Abstract:** Pile caps are structural elements routinely present in civil constructions. In order to improve the understanding of their structural behavior, are presented experimental studies results of two pile caps reinforced concrete. To complement the results, a numerical simulation based on the finite element method considering nonlinear behavior of materials was developed. Results on the ultimate load supported by the specimens, crack, stress distribution on the compression strut, and relation force versus displacement are presented. It was found that the existence of secondary reinforcement increases the bearing capacity of pile caps, as well the numerical simulations show that the models have higher stiffness compared to experimental results.

**Keywords:** Two pile caps, experimental analysis, strut and tie model.

### 1. INTRODUÇÃO

Blocos sobre estacas são elementos estruturais de fundação cuja finalidade é transmitir às estacas as ações oriundas da superestrutura. Tais elementos são utilizados quando as camadas superiores do solo não apresentam resistência suficiente para suportar as ações oriundas da superestrutura, sendo, portanto, necessário recorrer a camadas profundas do terreno.

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014) classifica os blocos sobre estacas como elementos de volume, isto é, elementos em que todas as dimensões apresentam a mesma ordem de grandeza. Esses elementos são tratados como estruturais especiais que não respeitam a hipótese de Bernoulli, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas.

A referida norma classifica o comportamento estrutural de blocos em rígidos e flexíveis. No caso de blocos rígidos o modelo estrutural adotado para cálculo e dimensionamento pode ser tridimensional, linear ou não, ou modelos de biela-tirante tridimensionais, sendo este mais adequado por representarem com melhor exatidão a distribuição dos fluxos das tensões principais de compressão e tração nesses elementos.

O código americano ACI-318 (2008) não classifica os blocos em rígidos ou flexíveis e recomenda para o dimensionamento do mesmo o uso da teoria da flexão, bem como a verificação da altura mínima do bloco para resistir à força cortante. Apenas quando a relação da distância entre estacas e a altura do bloco for inferior a dois, pode-se utilizar modelos de bielas e tirantes, os quais devem obedecer a limites de tensões nas bielas e nas regiões nodais definidos no referido código, o que não ocorre na norma brasileira.

A instrução normativa espanhola EHE (2008) fornece expressões que permitem determinar a área das barras da armadura para os casos mais frequentes de blocos sobre estacas, conforme o modelo de treliça adotado. A partir da versão de 2008, essa norma passou a indicar valores limites para tensões na biela e nas regiões nodais, porém não faz referência à verificação das tensões nas bielas comprimidas.

O método indicado no boletim número 73 do CEB (1970) apresenta verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com esforços solicitantes determinados em seções transversais particulares.

A norma canadense CSA STANDARD A23.3.04 (2004) sugere o modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos sobre estacas. São verificados os valores limites de tensões nas regiões nodais e nas bielas, bem como é feita a consideração do efeito favorável do confinamento do concreto no interior do bloco.

Verifica-se uma tendência das normas internacionais em recomendar a utilização do modelo de bielas e tirantes no dimensionamento dos blocos de fundação. Constata-se também que a norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014) passou a adotar valores limites de tensão nas bielas e nas regiões nodais.

## **2. MATERIAIS E MÉTODOS**

Delalibera (2006) estudou experimentalmente blocos sobre duas estacas com o intuito de observar a geometria da biela de compressão, bem como verificar a eficiência dos ganchos das barras da armadura longitudinal na ancoragem das mesmas. Este trabalho apresenta os resultados obtidos para quatro modelos submetidos à força vertical centrada com variação do ângulo teórico de inclinação da biela e do arranjo das armaduras secundárias.

O dimensionamento dos blocos seguiu as recomendações de Blévyot & Frémy (1967) bem como da ABNT NBR 6118 (2014) no que diz respeito ao arranjo das barras das armaduras. Como o objetivo dos ensaios era estudar a ruína dos blocos por fendilhamento das bielas, as barras das armaduras principais do tirante foram dimensionadas para não escoarem.

O concreto dos modelos foi preparado no laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Para os blocos foi dosado concreto da classe C25 enquanto que para os pilares e estacas foi utilizado concreto da classe C50. A utilização de concreto da classe C50 nos pilares e estacas tinha o intuito de impedir a ruína prematura dos modelos nesses elementos, garantindo assim que a ruína ocorresse no bloco propriamente dito.

### **2.1 Propriedades geométricas**

As propriedades geométricas dos modelos estudados encontram-se resumidas na tabela 1. A nomenclatura dos modelos está associada à altura do bloco de fundação, bem como a existência ou não de armadura secundária na lateral do bloco. Todos os blocos tiveram como armadura principal 5 barras de 20 mm. Os modelos 2 e 4 não possuíam armadura secundária, enquanto que os modelos 1 e 3 apresentavam tal armadura, sendo constituída de 3 barras de

8mm nas faces laterais e superior e barras de 5mm espaçadas a cada 30 cm como estribos verticais. A tabela 2 apresenta um resumo das armaduras utilizadas nas estacas e nos pilares. Os pilares dos blocos com altura de 45 cm possuíam 14 barras de 12,5 mm enquanto que os blocos com altura de 35 cm apresentavam 8 barras de 10 mm.

Na Figura 1 apresenta-se o detalhamento dos modelos 1 e 3 enquanto que na Figura 2 apresenta-se o detalhamento dos modelos 2 e 4.

Tabela 1 – Propriedades geométricas dos modelos analisados

Modelo	Nomenclatura	Dimensão da estaca (cm)	Dimensão do pilar (cm)	B <sub>Lx</sub> (cm)	B <sub>Ly</sub> (cm)	h (cm)	θ (graus)	A <sub>sw</sub>
1	B35E0	25x25	25x25	117,5	25	35	45	≠0
2	B35ASW	25x25	25x25	117,5	25	35	54,5	=0
3	B45E0	25x25	25x25	117,5	25	45	45	≠0
4	B45ASW	25x25	25x25	117,5	25	45	54,5	=0

Notas: B<sub>Lx</sub> e B<sub>Ly</sub> são os comprimentos dos blocos nas direções x e y, respectivamente, e A<sub>sw</sub> é a armadura secundária.

Tabela 2 – Barras das armaduras dos pilares e estacas

Blocos	Armadura das Estacas	Estribo das Estacas	Armadura do Pilar	Estribo do Pilar
B35E0	4 Ø 10 mm	Ø 6,3 mm c/10	8 Ø 10 mm	Ø 6,3 mm c/2,5
B35ASW	4 Ø 10 mm	Ø 6,3 mm c/10	8 Ø 10 mm	Ø 6,3 mm c/2,5
B45E0	4 Ø 12,5 mm	Ø 6,3 mm c/10	14 Ø 12,5 mm	Ø 6,3 mm c/2,5
B45ASW	4 Ø 12,5 mm	Ø 6,3 mm c/10	14 Ø 12,5 mm	Ø 6,3 mm c/2,5

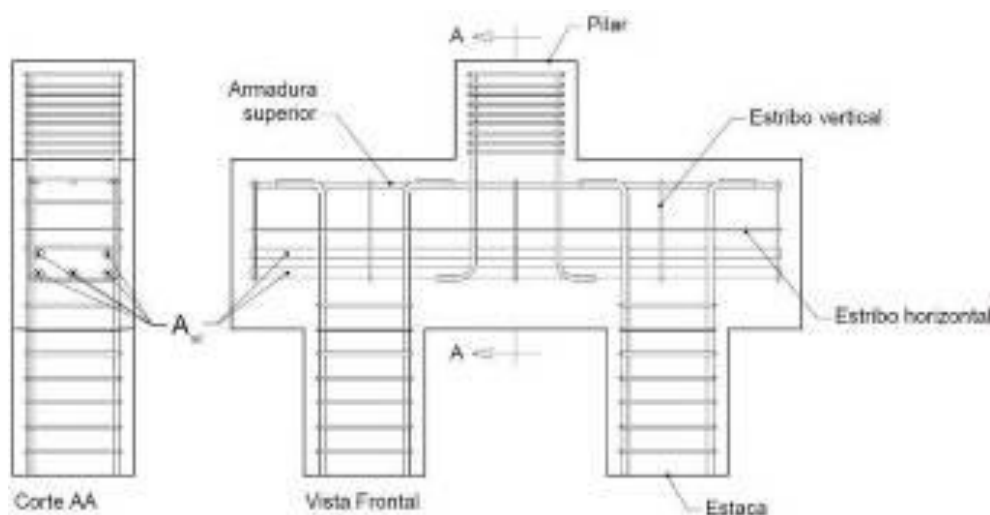


Figura 1 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos 1 e 3 com armadura secundária

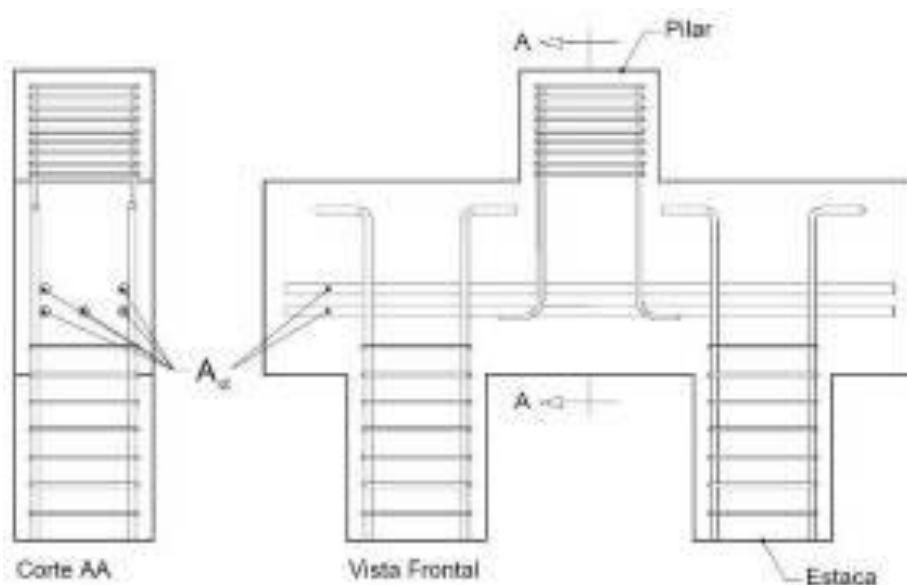


Figura 2 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos 2 e 4 sem armadura secundária

### 2.2 Propriedades mecânicas dos materiais

Foi utilizado concreto da classe C25 para os blocos de fundação e concreto da classe C50 para os pilares e estacas. Após a concretagem dos modelos, procederam-se ensaios em laboratório para determinação das propriedades mecânicas dos materiais, nos quais obtiveram-se valores referentes ao módulo de elasticidade tangente inicial médio,  $E_{ci,m,exp}$ , resistência média à tração,  $f_{tm,exp}$  e resistência média à compressão,  $f_{cm}$ . Os resultados obtidos encontram-se resumidos nas tabelas 3, 4 e 5 para blocos, pilares e estacas, respectivamente, e foram utilizados nas simulações numéricas.

Tabela 3 – Propriedades mecânicas do concreto dos blocos

Blocos	$E_{ci,m,exp}$ (MPa)	$f_{tm,exp}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)
B35E0	30203	3,2	40,6
B35ASW	37737	2,9	32,8
B45E0	27490	2,9	31
B45ASW	27500	2,3	32,4

Tabela 4 – Propriedades mecânicas do concreto dos pilares

Blocos	$E_{ci,m,exp}$ (MPa)	$f_{tm,exp}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)
B35E0	50970	3,8	72,3
B35ASW	38250	3,9	51,8
B45E0	36397	3,0	55,2
B45ASW	31003	3,3	51,2

Tabela 5 – Propriedades mecânicas do concreto das estacas

Blocos	$E_{ci,m,exp}$ (MPa)	$f_{tm,exp}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)
B35E0	41060	4,6	73,3
B35ASW	42223	5,2	71,6
B45E0	38250	3,9	51,8
B45ASW	34937	2,9	55

As barras de aço das armaduras também foram analisadas por meio de ensaios em laboratório, e foram medidos os valores de resistência ao escoamento, bem como o módulo de elasticidade longitudinal de cada barra. Todas as barras apresentaram resistências ao escoamento superiores a 500 MPa, e o módulo de elasticidade longitudinal ficou próximo aos 200 GPa. Os valores de resistência ao escoamento médio,  $f_{y,m}$  para as diversas barras estão apresentados na tabela 6.

Tabela 6 – Resistência ao escoamento das barras de aço

Barra de Aço	$f_{y,m}$ (MPa)
Ø 5,0 mm	681
Ø 6,3 mm	597
Ø 8,0 mm	581
Ø 10,0 mm	549
Ø 12,5 mm	578
Ø 20,0 mm	550

### 2.3 Equipamentos utilizados

Os blocos foram ensaiados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Uma das faces dos blocos foi instrumentada com pastilhas de aço que serviram de pontos de medidas para as deformações do concreto. As medidas dos deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço foram obtidas por meio de extensômetro mecânico removível, modelo *Tensotast*, fabricado pela *Huggenberger*. Trata-se de um instrumento constituído por um relógio e dois cutelos, um fixo e outro articulado, o qual funciona como comparador, possuindo sensibilidade de 0,001mm. Utilizou-se para os ensaios base de medida igual a 50 mm, podendo-se obter valores de deformações de até 0,02%.

As intensidades das forças aplicadas foram medidas por meio de células de carga. Foram utilizadas três células de carga, uma com capacidade igual a 5000 kN e duas com capacidades iguais a 2000 kN. A célula com maior capacidade foi instalada sobre os pilares e as demais, sob as estacas, desta maneira foi possível obter o valor da força aplicada no pilar e as reações nas estacas para cada modelo analisado experimentalmente.

A Figura 3 apresenta o modelo B35E0 após a concretagem, enquanto que a Figura 4 apresenta o mesmo modelo após a desmoldagem já com as pastilhas de aço coladas na lateral.

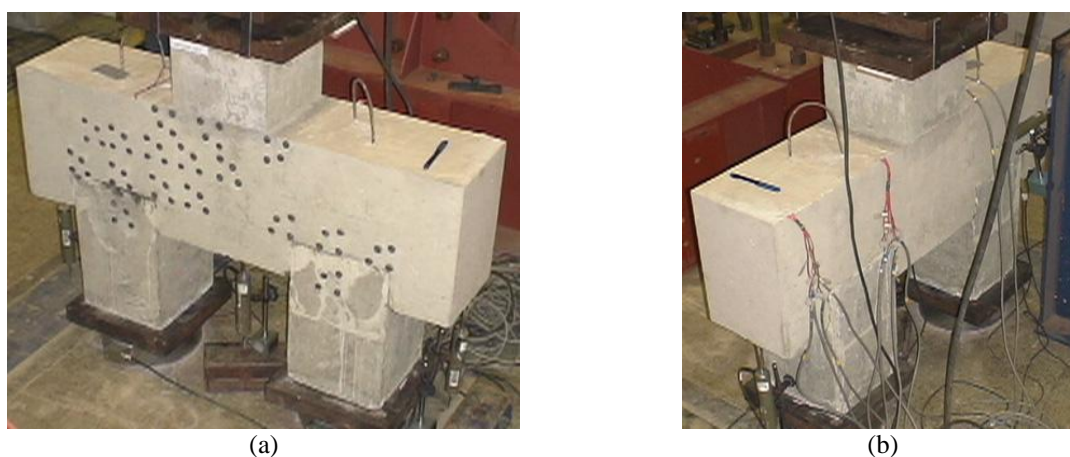




(a)

(b)

Figura 3 – Modelo B35E0 após concretagem



(a)

(b)

Figura 4 – Modelo B35E0 após desforma

Observa-se por meio dessas figuras que não existem abas de concreto além das estacas na direção  $y$ , ou seja, a largura do bloco coincide com a igual à largura do pilar e da estaca, uma vez que pretendeu-se analisar as deformações das bielas de compressão, e a existência de tais abas poderia prejudicar as leituras dessas deformações.

Como estrutura de reação, utilizou-se um pórtico metálico com capacidade de 5000 kN e a laje de reação existente no Laboratório de Estruturas. O sistema de aquisição de dados de força, deformações e deslocamentos, que foram fornecidos, respectivamente, pelo pistão hidráulico, transdutores de deslocamento e extensômetros foi o System 5100, da *Measurements Group* e, o programa computacional utilizado foi o *StrainMart* do mesmo fabricante. As medidas dos deslocamentos foram obtidas por meio de transdutores de deslocamentos com curso máximo de 50 mm. Também foram utilizados suportes magnéticos com hastes articuladas, pois, os relógios comparadores necessitavam de dispositivo de fixação para o sistema de referência das medições. O pórtico metálico e o sistema de aquisição de dados encontram-se apresentados nas Figuras 5-a e 5-b, respectivamente.



Figura 5 – Pórtico metálico e sistema de aquisição utilizados nos ensaios experimentais

### 3. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

As simulações numéricas foram feitas utilizando o programa Diana<sup>®</sup>, versão 9.2 registrada para o Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Essas simulações consideraram o efeito da não-linearidade física dos materiais.

Em estruturas de concreto armado, após atingida certa intensidade de sollicitação, ocorre uma redução da capacidade resistente com acréscimo significativo de deformação. Esse fenômeno é conhecido como *strain softening*, ou amolecimento do material, e ocorre tanto na tração como na compressão.

No programa Diana<sup>®</sup>, um modo de simular esses efeitos é fazer uso dos critérios da Mecânica da Fratura e da Mecânica do Dano. Na análise em questão, foi utilizado o modelo de fissuração distribuída (*smearred crack model*) com uso do *fixed crack model*, que considera o material danificado pela abertura de fissuras como um meio contínuo, mantendo, portanto, a discretização original da malha de elementos finitos. Para simulação do comportamento do concreto à tração utilizou-se o modelo constitutivo exponencial disponível no programa, assim como para o comportamento a compressão utilizou-se o modelo parabólico, conforme Figura 6.



Figura 6 – Modelos constitutivos à tração e à compressão para o concreto

Desse modo, os parâmetros da mecânica da fratura necessários para representação desses modelos são a energia de fraturamento na tração e na compressão ( $G_f$  e  $G_c$ ), as resistências à tração e à compressão do material, o coeficiente de retenção ao cisalhamento  $\beta$  e o comprimento de banda de fissuras. As energias de fraturamento foram obtidas de acordo com a formulação existente em Diana [8].

Os elementos finitos utilizados na simulação numérica estão disponíveis na biblioteca de elementos do Diana<sup>®</sup>. Para a simulação do concreto das estacas, do pilar e do bloco foi

utilizado o elemento CHX60, que é um elemento isoparamétrico com 20 nós, e função aproximadora quadrática em deslocamentos. Cada nó apresenta três graus de liberdade, que são os deslocamentos nas direções x, y e z. A utilização de um elemento finito com aproximação quadrática em deslocamentos é recomendada quando da consideração dos efeitos de não linearidades. A Figura 7 apresenta o elemento CHX60 e a função aproximadora para os deslocamentos.

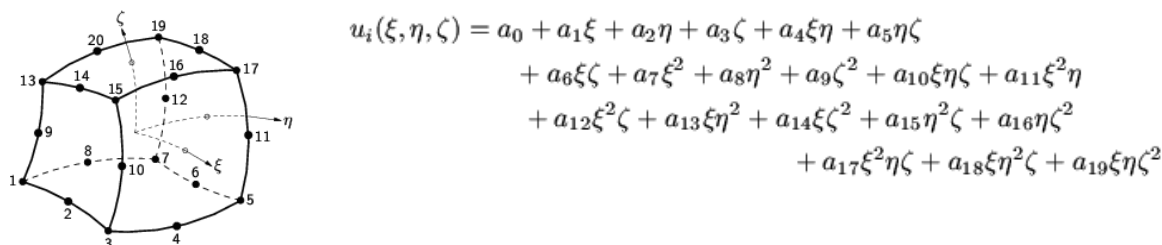


Figura 7 – Elemento CHX60 com função aproximadora em deslocamentos

Para simulação das barras de aço das armaduras foram utilizados elementos chamados de *reinforcements*. Esses elementos não possuem nós, e funcionam como enrijecedores dos elementos finitos aos quais estão conectados, também conhecidos como *mother elements*. Os *reinforcements* não possuem graus de liberdade, porém têm seu comportamento habilitado na direção axial da barra. Utilizou-se o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito com critério de ruptura de Von Mises, sendo que a aderência entre o aço e o concreto foi considerada perfeita.

Para resolução do sistema de equações não-lineares foi utilizado o método de Newton-Raphson regular, uma vez que nos diversos testes realizados, esse método apresentou melhores resultados de convergência quando comparado a outros métodos, inclusive comparado com o método de Newton-Raphson modificado.

Para aplicação da ação foi utilizado carregamento em forma de pressão no topo do pilar. Como critério de convergência, foi utilizado o critério em norma de energia com tolerância igual a 1%. Em relação ao coeficiente de retenção ao cisalhamento  $\beta$ , foi utilizado critério de retenção constante com valor igual a 0,99, tendo em vista que nos blocos de fundação em análise, o efeito do cisalhamento não foi importante no modo de ruína dos modelos. Nessa situação, deve-se tomar valores de  $\beta$  próximos a unidade, penalizando assim o módulo de elasticidade transversal do material, conforme equação 1.

$$D_{\text{secante}}^{\text{II}} = \frac{\beta}{1-\beta} \cdot G \quad (1)$$

sendo que:

$\beta$  representa o coeficiente de retenção ao cisalhamento, variando entre 0 e 1;

G representa o módulo de elasticidade transversal do material.

Para a preparação dos modelos numéricos utilizou-se um arquivo auxiliar desenvolvido por meio de uma planilha eletrônica, que tinha como dados de entrada as propriedades geométricas e mecânicas dos blocos, pilares e estacas. Em seguida, os arquivos eram exportados para o programa Diana® por meio da extensão FGC.

Para as condições de contorno, foi considerado o impedimento a translação na direção vertical, na base da estaca. A Figura 8-a apresenta a malha de elementos finitos, enquanto que a Figura 8-b apresenta as barras das armaduras discretizadas para o modelo B35E0.



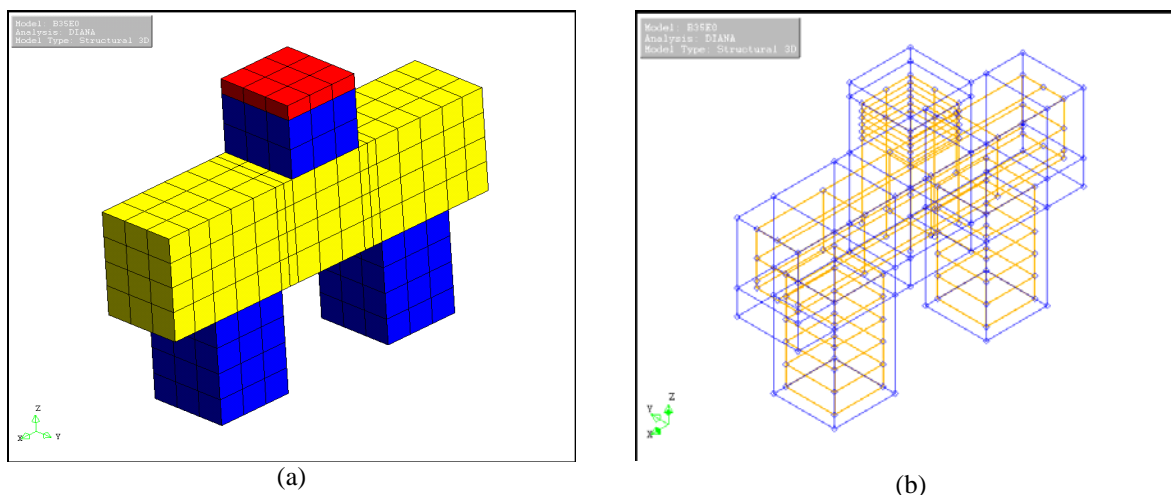


Figura 8 – Discretização do modelo B35E0 utilizando o programa Diana®

## 4. RESULTADOS

Este item apresenta os resultados obtidos na análise experimental bem como na análise numérica. Os resultados encontram-se divididos em cada uma das análises, a fim de facilitar a interpretação dos dados.

### 4.1 Resultados Experimentais

Os quatro modelos ensaiados em laboratório apresentaram comportamento semelhante. A primeira fissura surgiu na face inferior do bloco junto à estaca e propagou-se até a face superior do bloco junto ao pilar. Demais fissuras surgiram ao longo do carregamento com inclinação similar à primeira fissura como pode ser observado nas Figuras 9-a e 9-b. Verificou-se que as fissuras surgiram a partir de uma força em torno de 20% da força última suportada pelos modelos. Apesar das fissuras apresentarem grandes aberturas, o bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou o processo de esmagamento do concreto do bloco junto ao pilar.

Verificou-se que, em função das tensões de tração existentes na direção perpendicular às bielas de compressão (fendilhamento), ocorreu diminuição no valor da força última nos modelos onde não existiam armaduras secundárias (modelos 2 e 4). Nesses mesmos modelos observou-se também que as primeiras fissuras surgiram para valores de força inferiores a dos modelos com armadura secundária.

Em todos os modelos pode-se observar nitidamente a formação de um arco de compressão após a ruína do modelo, indicando assim a trajetória do fluxo de tensões semelhante ao encontrado na simulação numérica. A tabela 7 apresenta os valores de força última e teórica para os modelos ensaiados.



Figura 9 – Fissuras na região de encontro do bloco com o pilar e ao longo da face lateral

Tabela 7 – Valores de forças obtidos nos ensaios

Modelos	$F_u$ (Kn)	$F_r$ (kN)	$F_{teo}$ (kN)	$F_r/F_u$	$F_{teo}/F_u$
1	1821	465	1776	0,26	0,98
2	1406	266	1435	0,19	1,02
3	2276	465	1796	0,20	0,79
4	2090	305	1877	0,15	0,90

Por meio de leituras dos deslocamentos das pastilhas de aço fixadas nas laterais dos blocos, foi possível medir as deformações no concreto dos blocos. As leituras foram feitas apenas em uma lateral dos blocos, e foram iniciadas a partir de uma força de 10% da força teórica. Por questões de segurança, as leituras cessaram a partir do valor de 70% da força teórica. Foi possível observar que as seções de encontro das estacas com os blocos não apresentam deformações uniformes, sendo que as regiões internas das estacas em direção ao centro do bloco apresentam maiores deformações do que as regiões externas. Este resultado foi constatado por os quatro modelos indicando que considerar a seção da estacas submetida às mesmas intensidades de tensões é uma aproximação que deve ser feita com cautela.

Em relação à abertura de fissuras, as mesmas foram determinadas em função das diferenças de leitura obtidas utilizando extensômetro mecânico removível nos diversos incrementos de força aplicados. Os valores máximos de abertura das fissuras ficaram situados entre 0,29 mm e 0,50 mm sendo que os maiores valores ocorreram nos modelos com armadura secundária (modelos 1 e 3). A princípio esse resultado pode causar surpresa, porém, verifica-se que a maior abertura de fissura ocorre devido a maiores valores de força última obtidos por estes modelos.

A medida do deslocamento dos modelos foi obtida por meio de transdutores de deslocamentos. Para cada modelo foram utilizados 5 transdutores, sendo 3 posicionados na vertical e dois na direção horizontal do bloco. O transdutor T1 apresenta os valores de deslocamento na região central do bloco. Os transdutores T2 e T3 referem-se as extremidades do bloco, enquanto T4 e T5 referem-se aos deslocamentos horizontais do mesmo. As Figuras 10-a, 10-b, 10-c e 10-d apresentam o diagrama de força *versus* deslocamento para os modelos 1, 2, 3 e 4, respectivamente.

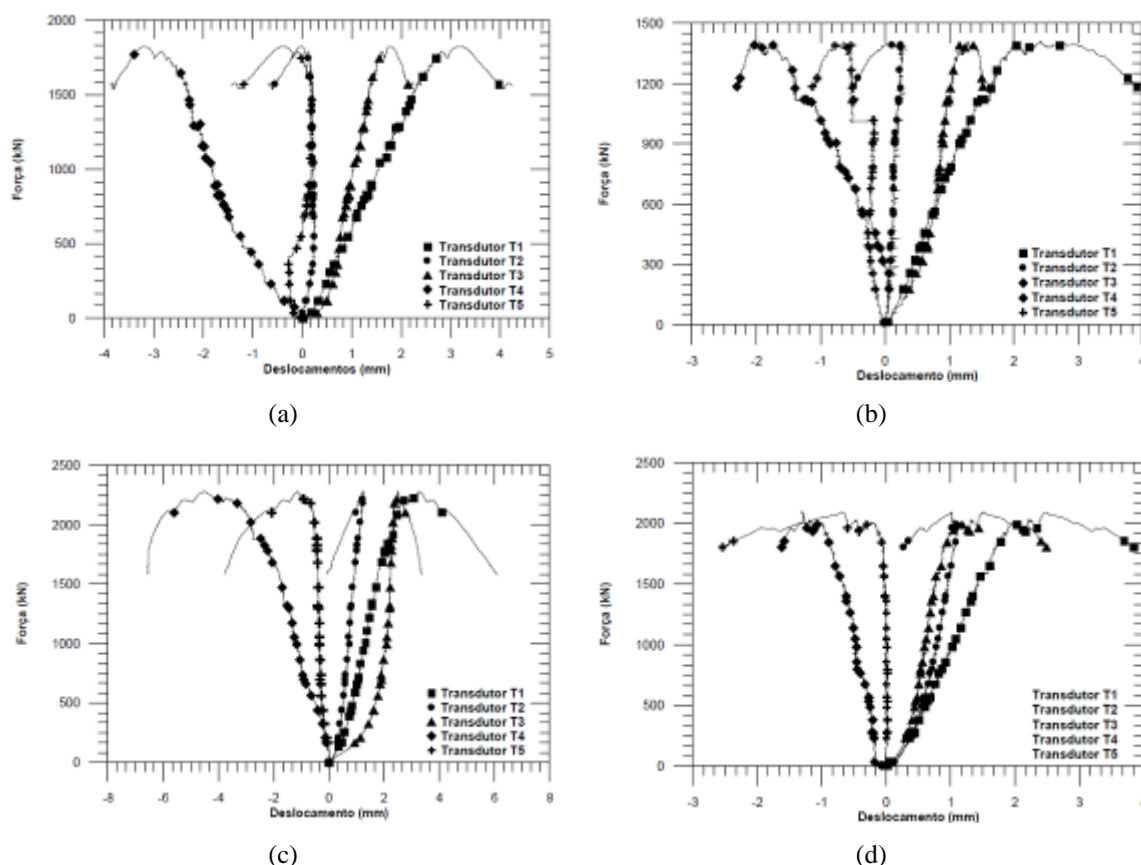


Figura 10 – Curva força *versus* deslocamento para os modelos 1, 2, 3 e 4, respectivamente

Durante os ensaios, foram constatados problemas em alguns extensômetros, provavelmente por deficiência dos isolamentos ou interferência de equipamentos elétricos utilizados no laboratório durante os ensaios, como por exemplo, ponte rolante. Constatou-se que nenhuma das barras da armadura principal apresentou escoamento, conforme era esperado. Verificou-se redução das deformações nas barras que atravessam as seções localizadas na região das estacas, confirmando o efeito benéfico da biela de compressão nessa região. Verifica-se também que as deformações nas pontas das barras da armadura principal de tração são praticamente iguais a zero, assim como nos ganchos dessas armaduras indicando que a eficiência do gancho nos modelos ensaiados foi desprezível. As Figuras 11-a, 11-b, 11-c e 11-d. Apresentam a evolução dessas deformações obtidas para a força em que surgiu a primeira fissura e para a força última de cada modelo.

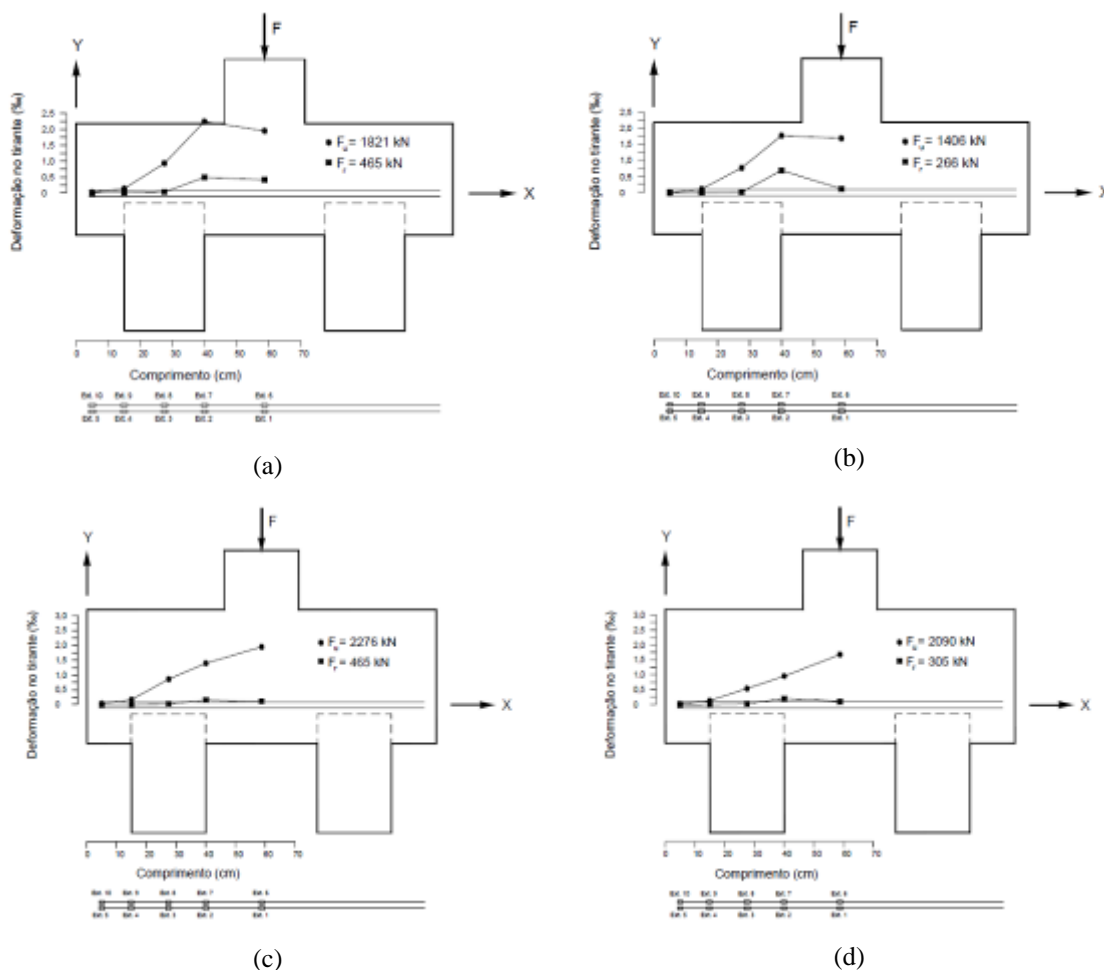


Figura 11 – Evolução das deformações da armadura principal nos modelos ensaiados

#### 4.2 Resultados das Simulações Numéricas

Os dados obtidos durante a simulação numérica complementaram os resultados do programa experimental. São apresentados resultados referentes à panorâmica de fissuração, fluxo de tensões principais no interior do bloco e curva força *versus* deslocamento.

No ensaio experimental, o modelo 1 apresentou força última igual a 1821 kN enquanto que na simulação numérica a força última obtida foi de 2009 kN. O modelo 2, por sua vez, apresentou força última de 1406 kN no ensaio experimental e de 1684 kN na simulação numérica.

No ensaio experimental o modelo 3 apresentou força última de 2276 kN enquanto que na simulação numérica a força última obtida foi de 2120 kN. Por fim, o modelo 4 apresentou força última de 2090 kN no ensaio experimental e força última de 2146 kN na simulação numérica.

De um modo geral, observa-se que o processo de fissuração do concreto teve início na região inferior do bloco, e que as tensões máximas de tração estavam limitadas ao valor de  $f_{tm}$  apresentados na tabela 3. Na Figura 12 apresentada a seguir pode-se acompanhar a evolução do panorama de fissuração para intensidades de 25%, 50%, 75% e 100% da força última referente ao modelo 1.

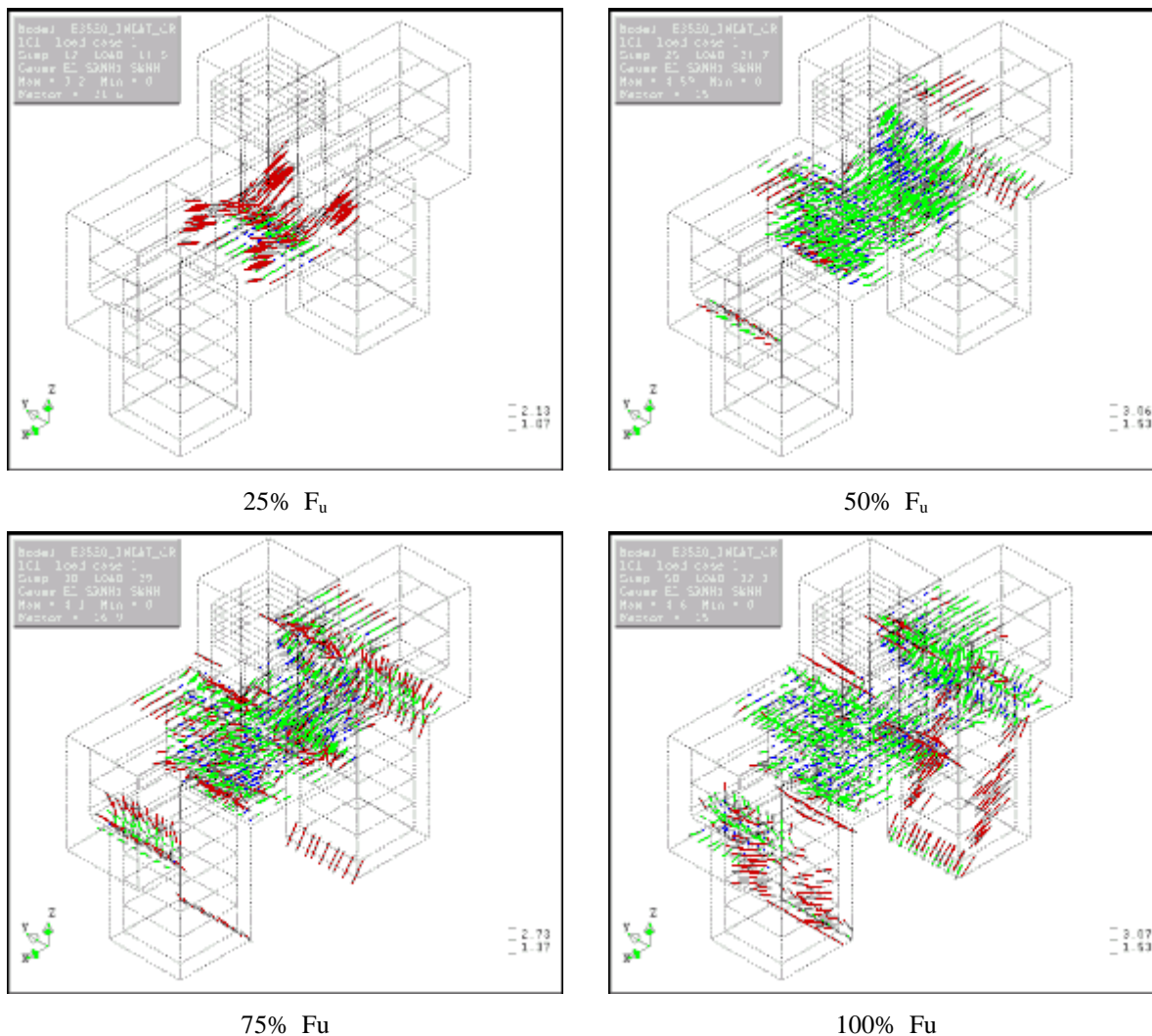


Figura 12 – Evolução das aberturas de fissuras do modelo 1

Os resultados de panorama de fissuração dos demais modelos apresentam comportamento semelhante. Nessa figura, observa-se que com 75% da carga última, a estaca encontra-se fissurada na região interna dos apoios assim como no ensaio experimental, indicando mais uma vez que a distribuição de tensões não é constante na seção das estacas.

Em relação ao fluxo de tensões principais, é possível constatar a formação da biela de compressão a partir do contato entre o pilar e o bloco em direção as estacas. Verifica-se uma concentração de tensões na face interna da estaca. As Figuras 13 à 16 apresentam uma comparação do fluxo de tensões obtidos no programa Diana com o obtido nos ensaios experimentais.



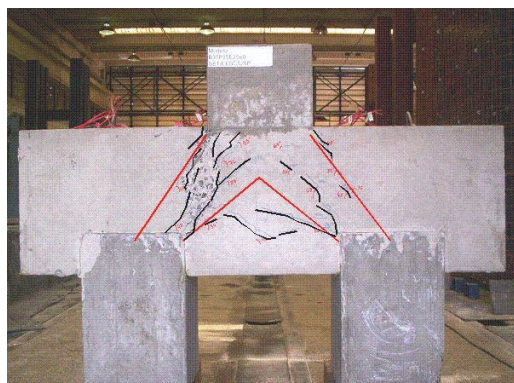
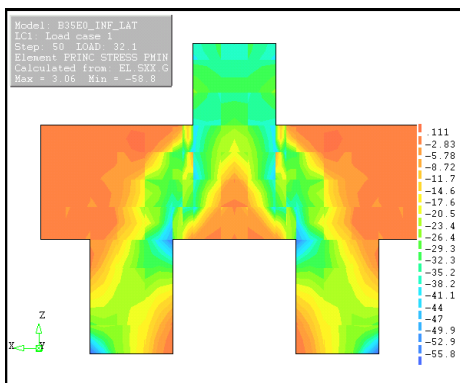


Figura 13 – Evolução das aberturas de fissuras do modelo 1

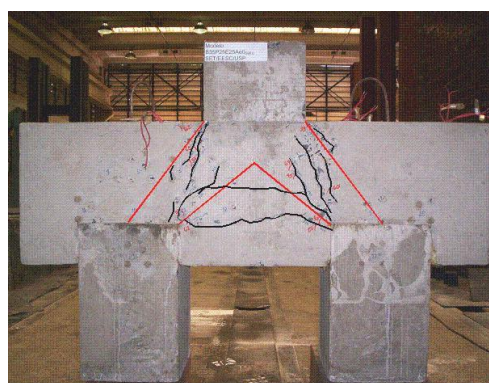
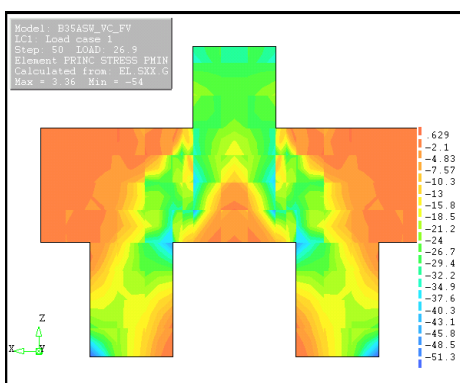


Figura 14– Evolução das aberturas de fissuras do modelo 2

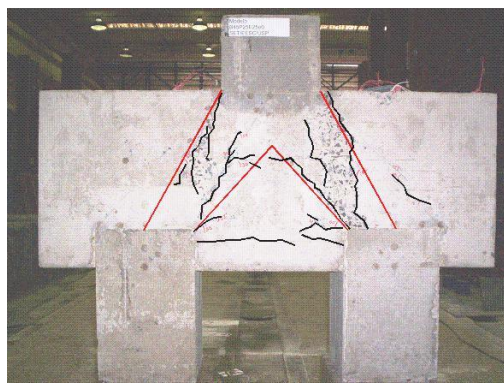
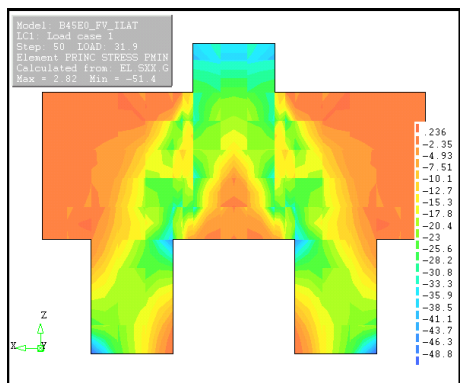


Figura 15– Evolução das aberturas de fissuras do modelo 3

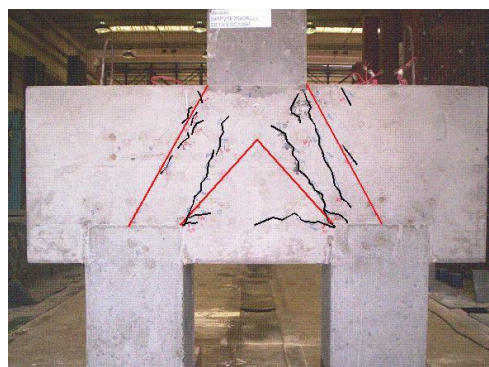
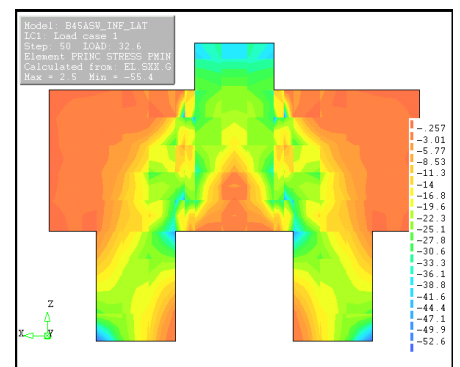


Figura 16– Evolução das aberturas de fissuras do modelo 4

A relação força versus deslocamentos também foi analisada para os quatro modelos em questão. O deslocamento analisado foi medido na parte inferior do bloco e comparado com o transdutor de deslocamento T1. Os resultados encontram-se nos gráficos da Figura 17. De um modo geral, os modelos numéricos apresentam-se mais rígidos do que os modelos experimentais. Em parte, essa diferença se justifica pela dificuldade de simular numericamente o comportamento real do concreto, mesmo com os diversos modelos constitutivos existentes nos programas computacionais. O concreto armado é um material quase-frágil e tem diferentes comportamentos na compressão e na tração. Outra dificuldade é captar diversos fatores que ocorrem durante os ensaios em laboratório, como por exemplo a presença de pequena excentricidade na aplicação do carregamento, variações na temperatura e umidade ambiente, bem como acomodações durante o ensaio. Outro fato é que, durante os ensaios, a ligação estaca bloco não apresentou comportamento monolítico, uma vez que a estaca foi moldada separada do bloco de fundação.

Apesar da diferença entre os modelos experimentais e numéricos, pode-se afirmar que os resultados são proveitosos. Uma vez fundamentado na teoria da análise limite inferior, que diz que *“para fins de determinação da capacidade limite de carga de uma estrutura, é possível dispensar uma análise evolutiva das tensões e das deformações, admitindo-se, simplificada, que o material tenha comportamento elasto-plástico perfeito”*. Como o modelo de bielas e tirantes é garantido pelo Teorema do Limite Inferior considera-se que, para obtenção da distribuição do fluxo de tensões na iminência da ruína, os resultados são válidos.

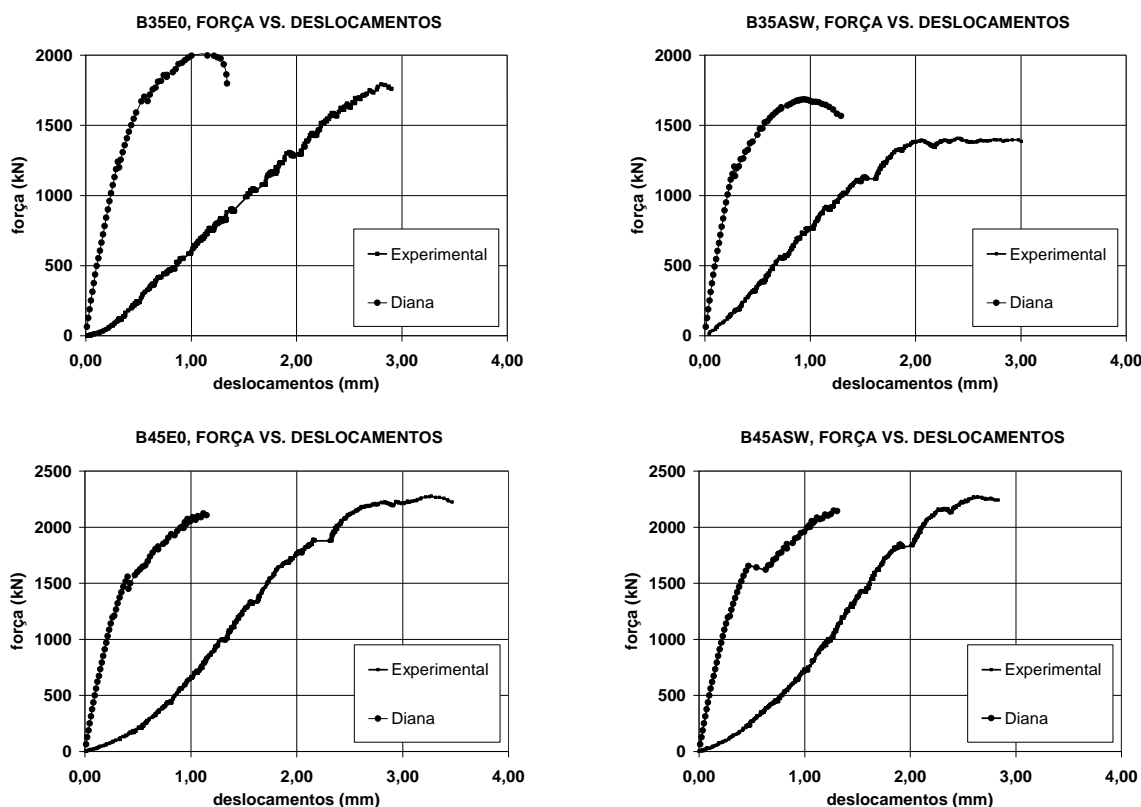


Figura 17 – Resultado experimental e numérico da curva força versus deslocamento

## 5. CONCLUSÕES

O programa experimental forneceu resultados que auxiliam a melhor compreensão do comportamento do elemento estrutural bloco sobre estaca. Resultados indicaram que o modo

de ruína dos modelos ensaiados foi semelhante, apresentando esmagamento da biela comprimida na região de encontro do bloco com o pilar.

Foi possível verificar que a distribuição de tensões na seção de encontro das estacas com o bloco não é uniforme, e que a região interna da estaca é mais solicitada. Por meio das medidas de deformação das barras da armadura principal do tirante, verificou-se pequenos valores de deformação, indicando que nos modelos estudados, a utilização do gancho poderia ter sido suprimida.

Nas simulações numéricas dos modelos de blocos sobre duas estacas verificou-se que os fluxos de tensões principais e a o panorama de fissuração apresentam-se coerentes com os resultados obtidos experimentalmente. Entretanto, resultados em termos de deslocamento apresentam-se conservadores quando comparados aos resultados experimentais. A ferramenta numérica auxilia a análise dos problemas de engenharia e facilita simulações que, quando feitas em laboratório, demandariam tempo e custo elevado. Entretanto, sua utilização deve ser criteriosa e auxiliada por profissional que apresente experiência na área.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e 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 de Engenharia e Tecnologia pela oportunidade de divulgação do trabalho.

## **REFERÊNCIAS**

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 6118:2007** – *Projeto de estruturas de concreto-Procedimento*. Rio de Janeiro. 2007, 221 p

**AMERICAN CONCRETE INSTITUTE: ACI 318-08** – *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Farmington Hills, USA. 2008, 467 p

**BLÉVOT, 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,

**COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN** Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. – *Instrucción española de hormigón armado (EHE)*, Madrid. 2008, 304 p.

**COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON CEB-FIP** – *Recommandations particulières na calcul et à l’execution des semelles de fundations*. Bulletin D’Information, Paris, n. 73. 1970;

**CSA STANDARD A23.3-04.** –*Design of Concrete Structures with Explanatory Notes*. Canadian Portland Cement Association, Ontario, Canadá. 2004, 214 p.

**DELALIBERA, R. G.** – *Análise teórica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos a ação de força centrada e excêntrica*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos; 2006, 308 p.

**TNO DIANA.** – “**DIANA Finite Element Analysis**”. *User’s manual release 9*, Netherlands, 2005, 610 p.