



## ANÁLISE NÃO LINEAR DA INFLUÊNCIA DA FISSURAÇÃO NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE PINOS EMBUTIDOS EM CONCRETO.

**Frederico P. Maués**

**Aarão F. L. Neto**

**Manoel J. M. Pereira Filho**

**Hamilton Costa**

**Patrick A. B. V. Silva**

**Maurício P. Ferreira**

numea.ufpa@gmail.com

Universidade Federal do Pará (UFPA)

Rua Augusto Corrêa, número - 66075-110, Belém, PA, Brasil

**Resumo.** Quando conectores de aço com cabeça são solicitados à tração, uma forma de ruptura é ocasionada pelo destacamento de uma região de concreto em torno do conector, em formato de cone. Sabe-se que o aumento do grau de fissuração na região do cone influencia negativamente na resistência do conjunto. Este trabalho apresenta uma modelagem computacional com base em uma série de ensaios experimentais caracterizados pelo arrancamento de conectores de aço embutidos em prismas bi-apoiados de concreto armado. A modelagem visou avaliar a influência do grau de fissuração na resistência do conjunto, onde variou-se a taxa de armadura de flexão de 0,3 até 3,2% entre os modelos, resultando em diferentes graus de fissuração. A análise numérica foi realizada usando o software MIDAS FEA. Foi feito um estudo paramétrico em um dos modelos, para ajustar as propriedades do concreto, sendo os alvos do estudo a resistência à tração, o módulo de elasticidade e a energia de fratura. Os valores definidos na análise foram extrapolados para os outros modelos. Foram determinadas cargas de ruptura e gráficos de carga  $x$  deslocamento para os modelos numéricos. Tais resultados foram comparados com os resultados experimentais, apresentando boa correlação,  $v$  dos modelos computacionais.

**Palavras-Chave:** Conectores de aço com cabeça, arrancamento de conectores, vigas de concreto armado, análise não-linear

## **INTRODUÇÃO**

A transmissão de esforços entre o elemento de aço e concreto nas ligações de peças estruturais, a exemplo de estruturas mistas de aço e concreto e de estruturas de concreto pré-moldadas, pode se dar por mecanismos de aderência ou por ancoragem mecânica. A eficiência da estrutura está diretamente relacionada à qualidade dessa transmissão. Uma forma bastante corrente de transmissão é com o uso de conectores de aço com cabeça. Estes são uma boa solução para situações nas quais o comprimento de ancoragem é limitado.

Na fase de projeto, quando se busca estabelecer a resistência do conjunto, o modo de ruptura geralmente assumido é o arrancamento do conector juntamente a um cone de concreto formado à sua volta. Um dos fatores capazes de diminuir significativamente a carga de ruptura pela formação e arrancamento do cone de concreto é a fissuração da superfície de concreto no entorno do conjunto concreto-conector.

A ruptura pelo arrancamento do cone de concreto já foi alvo de diversas modelagens numérico-computacionais, como as realizadas por Delhomme e Debicki (2009), Ozbolt *et al.* (2007) e Chang Xu *et al.* (2010). Quando levada em conta a fissuração do concreto, um dos trabalhos mais relevantes é o de Eligehausen e Ozbolt (1992), que propõe um modelo calculado pelo método dos elementos finitos, onde a abertura de fissuras é controlada pela quantidade de armadura perpendicular ao plano de fissuração. Apesar de ser mais comumente encarado como um problema em três dimensões Elfgren *et al.* (2001) publicaram uma investigação, que envolveu uma grande variedade de testes e análises de arrancamento conectores embutidos em concreto desenvolvidos por cerca de sessenta pesquisadores de vários países, uma das conclusões do estudo foi que é possível conseguir boas respostas para o problema do arrancamento utilizando modelos bidimensionais.

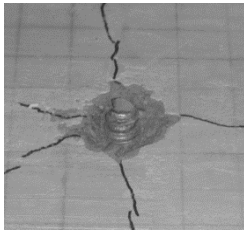
Este trabalho busca gerar modelos computacionais pelo Método dos Elementos Finitos que possam reproduzir o comportamento observado em ensaios experimentais de arrancamento de conectores de aço embutidos em vigotas de concreto. O estudo do comportamento dos modelos possibilita a análise de parâmetros envolvidos com a configuração da ruptura pelo arrancamento do cone de concreto, dentre eles a influência do grau de fissuração da superfície do concreto.

Os modelos computacionais foram desenvolvidos em Estado Plano de Tensões, visando praticidade na modelagem e na análise dos resultados, a exemplo de trabalhos como o de Greco *et al.* (2015) que estudou numericamente o efeito das microestruturas no comportamento global da estrutura no caso da ruptura pelo arrancamento de conector de aço com cabeça em concretos com agregados leves. Chang Xu *et al.* (2010) analisaram o efeito da heterogeneidade do concreto na ruptura do cone de concreto, simulando o problema em estado plano de tensões, obtendo assim respostas coerentes com resultados experimentais observados previamente no trabalho de Dejori (2006).

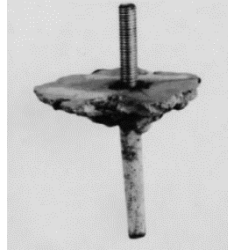
## **1 ARRANCAMENTO DE CONECTORES**

### **Modos de ruptura**

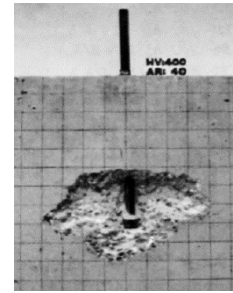
Conectores pré-instalados em concreto, submetidos ao arrancamento, possuem 5 modos de ruptura distintos, sendo estes: ruptura pelo escoamento da barra do conector, ruptura por deslizamento, ruptura por destacamento lateral do concreto, ruptura por fendilhamento do concreto e ruptura do cone de concreto. A Fig. 2 mostra tais modos de ruptura.



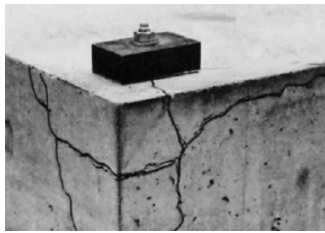
a) Ruptura do aço de conector (Petersen *et al.*, 2013)



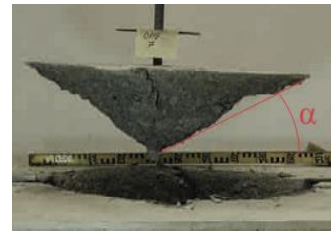
b) Ruptura por deslizamento (Eligehausen *et al.*, 2006)



c) Ruptura por destacamento lateral (Eligehausen *et al.*, 2006)



d) Ruptura por fendilhamento do concreto (Eligehausen *et al.*, 2006).



e) Ruptura do cone de concreto (Nilsson e Elfgren (2009)

**Figura 1. Modos de ruptura de conectores submetidos à tração.**

Em projetos de estruturas com uso de conectores submetidos à tração são adotadas medidas necessárias para que não ocorram rupturas prematuras, como as rupturas por deslizamento, por destacamento lateral do concreto e por fendilhamento, fato este que leva a formação do cone de concreto ser geralmente utilizada como modo de ruptura de projeto. Devido a isto, o conhecimento do plano de ruptura do cone de concreto é fundamental para a compreensão do comportamento e determinação da resistência à tração de conectores.

Eligehausen e Sawade (1989), Eligehausen *et al.* (1992) e Ozbolt e Eligehausen (1990), evidenciaram que a inclinação do plano de ruptura é próxima de  $35^\circ$ . A pesquisa de Eligehausen e Sawade (1989) permitiu compreender melhor a geometria e formação do plano de ruptura do cone de concreto através da instrumentação com extensômetros elétricos especiais, onde estes foram posicionados circunferencial e perpendicularmente ao longo da projeção da fissura do cone de concreto, conforme ilustrado na Fig. 3. O embutimento efetivo do conector ensaiado foi de 520 mm. Além disso, uma análise de emissão sonora foi utilizada para detectar a iniciação e formação da fissura.

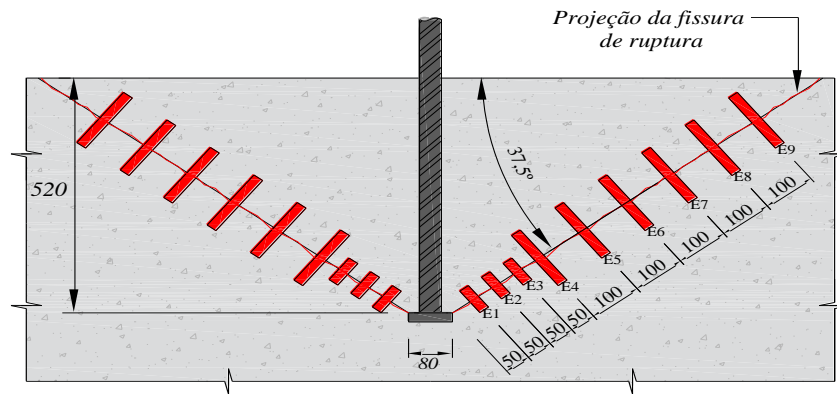
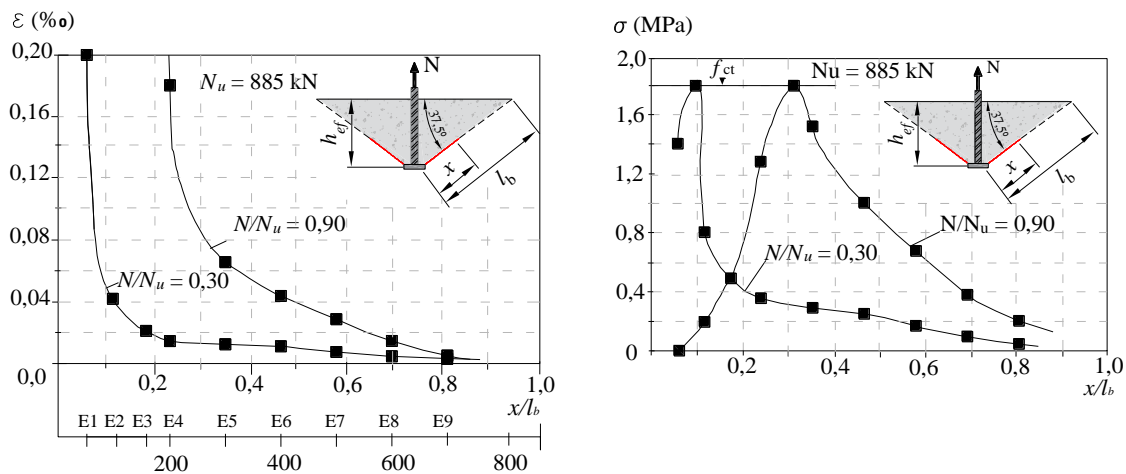


Figura 2. Instrumentação dos ensaios de Eligehausen e Sawade (1989).

A Fig. 4a, mostra as deformações medidas ao longo do comprimento da fissura do cone de concreto na direção perpendicular ao plano de fissura do mesmo para dois níveis de carregamento ( $N/N_u = 0,3$  e  $0,9$ ). Conforme indica Eligehausen e Sawade (1989), pode ser observado que com o aumento do carregamento a área com grandes gradientes de deformações move-se da região carregada (cabeça do conector) em direção à superfície do concreto. Com base nas deformações medidas, os autores calcularam a distribuição de tensões na superfície de ruptura do cone, conforme mostrado na Fig. 4b. A redistribuição de tensões provocada pelo crescimento estável da fissura pode ser observada pela mudança de posição do ponto máximo de tensões de tração em direção à superfície do concreto, conforme aumenta o carregamento.



a) Distribuição das deformações perpendiculares à superfície do cone de ruptura

b) Distribuições de tensões de tração perpendicular à superfície de ruptura

Figura 3. Distribuição de tensões de deformações perpendiculares a à superfície do cone de ruptura, adaptado de Eligehausen e Sawade (1989).

Segundo Eligehausen e Sawade (1989), os resultados mostraram que a fissura que define o plano de ruptura surge com cerca de 30% da carga última, inicialmente próxima à cabeça do conector e segue em direção à superfície do concreto. A resistência máxima ao arrancamento ocorre quando o comprimento da fissura ( $x$ ) alcança aproximadamente 45% do seu

comprimento total ( $l_b$ ), o que significou uma área fissurada na superfície do cone de 50% para o conector com comprimento de ancoragem 130 mm e diminuiu para comprimentos de ancoragem superiores.

## Influência da fissuração na resistência ao arrancamento

A fissuração do concreto pode mudar o comportamento e resistência da ligação na carga de ruptura do cone de concreto. Conforme Eligehausen e Balogh (1995), em uma abertura de fissura média ( $w$ ) igual a 0,3 mm, a carga última é cerca de 75% do valor esperado para conectores instalados em concreto não fissurado e decresce gradualmente com o aumento da abertura de fissura.

Eligehausen e Ozbolt (1992) por meio de uma análise numérica não-linear por meio dos elementos finitos forneceram uma base para melhor compreender a perda de resistência da ruptura do cone de concreto de conectores instalados em concreto fissurado. As análises previram que o formato do cone de concreto na ruptura é o mesmo, tanto para concreto não fissurado, quanto para concreto fissurado. O modelo teórico pressupõe que em concreto não fissurado os esforços de reação tendem a ser distribuídos radialmente simétricos no concreto (Fig. 5a) e para concreto fissurado apenas uma pequena fração dos esforços é absorvida pelo concreto na direção da fissura (Fig. 5b).

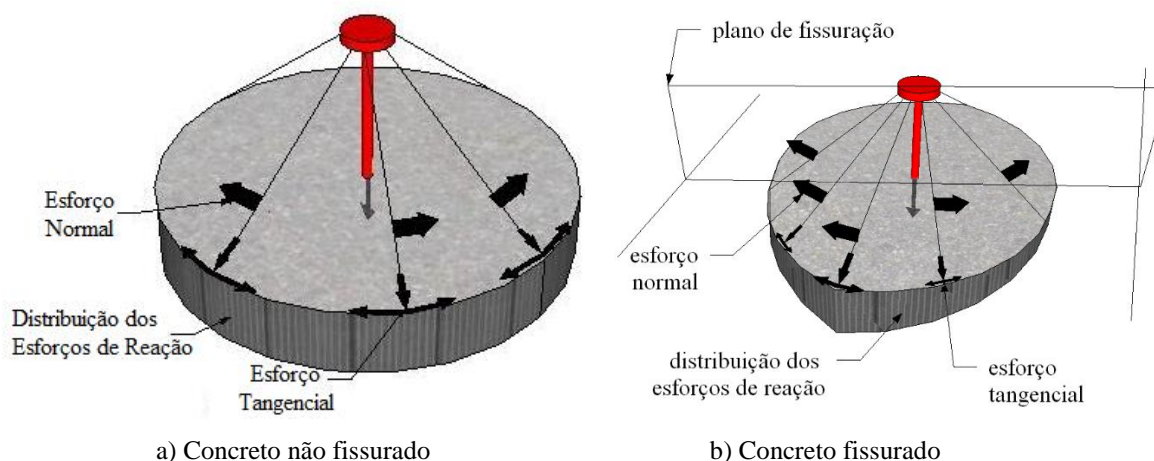


Figura 4. Mecanismo de transferência de carga de tração no concreto, adaptado de Eligehausen e Ozbolt (1992).

## Recomendações do ACI 318 (2014)

O ACI 318 (2014) estima a resistência última ao arrancamento do cone de concreto de conectores do tipo stud pré-instalados segundo a Eq. (1). Para regiões do elemento de concreto onde a análise indica que não há fissuração, o ACI 318 (2014) recomenda que use um fator de modificação  $\psi_c$  igual a 1,25 e para concreto fissurado usa-se  $\psi_c$  igual a 1. A raiz quadrada da resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ), para representar a tensão resistente, e o embutimento de ancoragem ( $h_{ef}$ ) elevado a 1,5, representando a área de atuação do esforço solicitante levando em consideração o “size effect” máximo, são considerados na estimativa da resistência do conector à falha do cone de concreto.

$$N_u = \Psi_c \cdot 10 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (1)$$

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### Modelo experimental

O programa experimental teve como objetivo avaliar a influência do nível de fissuração na carga de ruptura do cone de concreto, para tanto optou-se por variar a taxa de armadura de flexão dos espécimes. Foram realizados 5 ensaios de tração de conectores embutidos em vigas de concreto com dimensões de 350 x 200 x 900 mm. Os espécimes ensaiados possuíam valores de embutimento de ancoragem efetivo do conector (hef) de 110 mm. A taxa de armadura de flexão ( $\rho_{flex}$ ) variou de 0.3% a 3.2%, os espécimes foram nomeados de acordo com estes valores, sendo eles, F-110-0.3, F-110-0.5, F-110-0.8, F-110-1.7 e F-110-3.2, onde o primeiro valor corresponde ao embutimento (hef) e o segundo corresponde à taxa de armadura ( $\rho_{flex}$ ). O diâmetro do corpo (ds) e da cabeça (dh) do conector foi de 16 mm e 51 mm, respectivamente. Ressalta-se que a dimensão da cabeça do conector obedeceu as recomendações da ASTM A970 (2015), onde a mesma recomenda que o diâmetro da cabeça do conector seja pelo menos 3 vezes o diâmetro do corpo do mesmo. As características dos espécimes ensaiados podem ser vistas na Tab. 1, onde, além das propriedades já citadas, apresentam-se a altura útil (d), as tensões de escoamento ( $f_y$ ) e o diâmetro das barras da armadura de flexão ( $\phi_f$ ). O detalhamento geral das armaduras é exposto na Fig. 6.

Tabela 1. Características dos Espécimes

Espécime	d (mm)	hef (mm)	$\phi_f$ (mm)	$\rho_f$ (%)	N1	N2	N3	N4
F-110-0.3	175	116	8	0,33		4 $\phi$ 8,0	2x4 $\phi$ 6,3	4 $\phi$ 6,3
F-110-0.5	176	114	10	0,51		4 $\phi$ 10,0	2x4 $\phi$ 6,3	4 $\phi$ 6,3
F-110-0.8	176	115	12,5	0,8	2 $\phi$ 8,0	4 $\phi$ 12,5	2x4 $\phi$ 6,3	4 $\phi$ 6,3
F-110-1.7	166	116	12,5	1,69		8 $\phi$ 12,5	2x4 $\phi$ 6,3	4 $\phi$ 6,3
F-110-3.2	168	113	20	3,21		6 $\phi$ 20,0	2x8 $\phi$ 6,3	-
Obs.:	ds = 16,0 mm; dh = 50,8 mm; $f_y$ = 545 mm; bw = 350 mm; h = 200 mm; L = 900 mm							

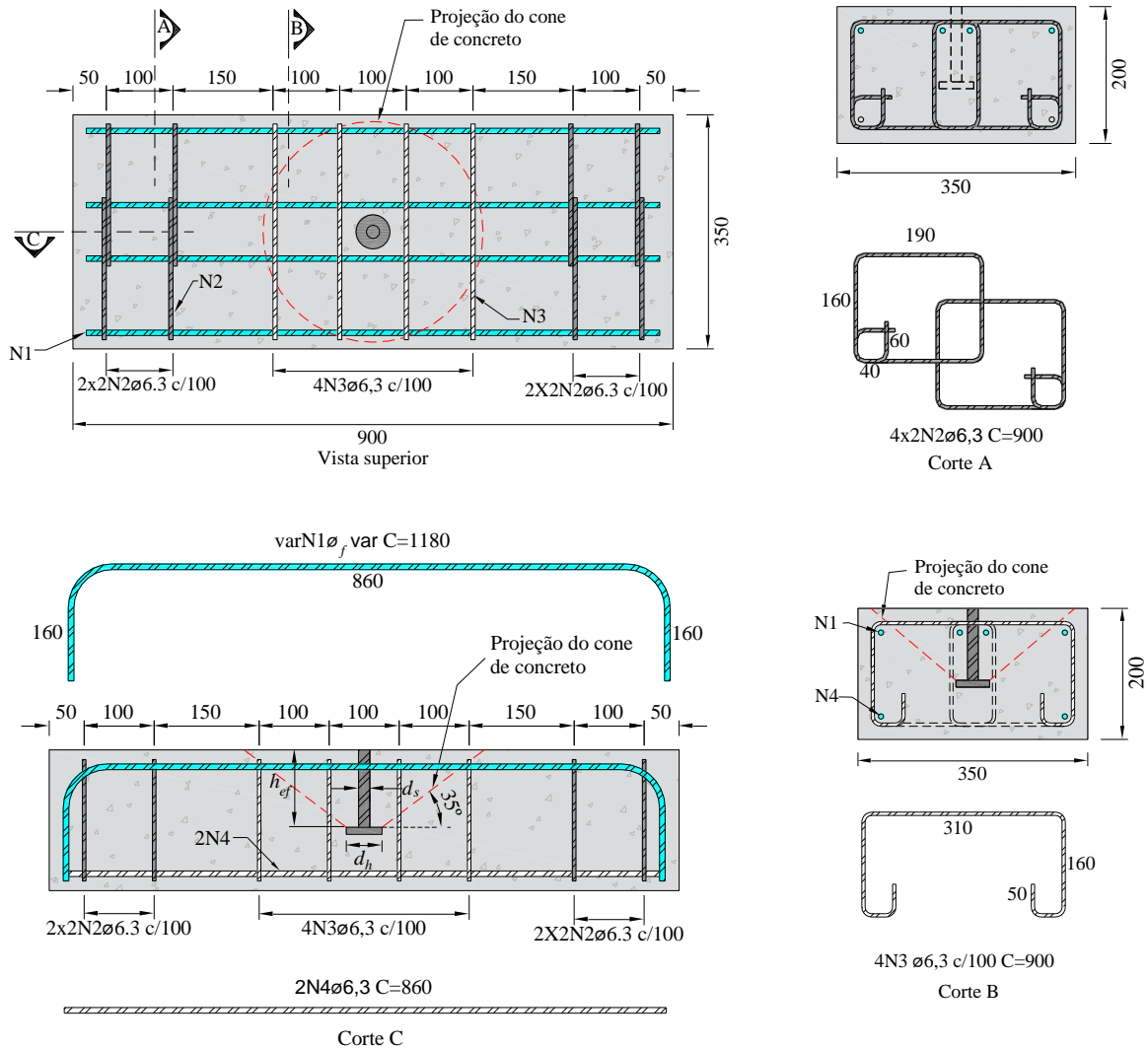


Figura 5. Detalhamento das armaduras

**Materiais.** O concreto utilizado na confecção dos espécimes apresentava resistência característica à compressão de 30 MPa. A resistência à compressão do concreto foi determinada com ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm no mesmo dia dos ensaios dos espécimes, onde foi obtido um valor médio de resistência à compressão ( $f_c$ ) de 35 MPa e resistência à tração ( $f_{ct}$ ) de 1,44 MPa. Amostras das armaduras utilizadas para a confecção dos conectores e armaduras de flexão dos espécimes foram submetidas à ensaios de tração. Os resultados destes ensaios para o módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ), tensão de escoamento do aço ( $f_{ys}$ ) e deformação do aço ( $\epsilon_{ys}$ ) estão dispostos na Tabela 2. Valores de módulo de elasticidade fora do padrão se deram em função de ineficiência do sistema de ensaio.

Tabela 2. Propriedades do aço

$\Phi$ (mm)	E (MPa)	$\varepsilon_{ys}$ (‰)	$f_{ys}$ (MPa)
5	270222	5,14	631
6,3	230836	4,41	560
8	261309	2,72	740
10	209527	2,39	500
12,5	186000	2,53	472
20	207667	2,54	526

**Instrumentação.** Para a determinação dos deslocamentos verticais, foram utilizados relógios comparadores digitais com precisão de 0,01 mm. Como mostrado na Fig. 7a, o relógio DG1 estava disposto na superfície superior do concreto, próximo do conector, e o relógio DG2 estava disposto na parte inferior, de modo que ficasse em contato com a cabeça do conector através de um vazio feito por um tubo PVC que foi instalado antes da concretagem dos espécimes, ambos os deslocamentos foram medidos no meio da peça. Com a medição dos dados destes relógios comparadores foi possível determinar o deslizamento do conector no concreto, que foi determinado através da diferença das medições de ambos os relógios. Extensômetros elétricos de resistência foram utilizados para monitorar as deformações nos conectores ( $E_s$  e  $E_{sh}$ ) e armaduras de flexão ( $E_f$ ) dos espécimes, conforme ilustrado na Fig. 7b. Os relógios DG1 e DG2 foram retirados antes que os espécimes chegassem à ruptura.

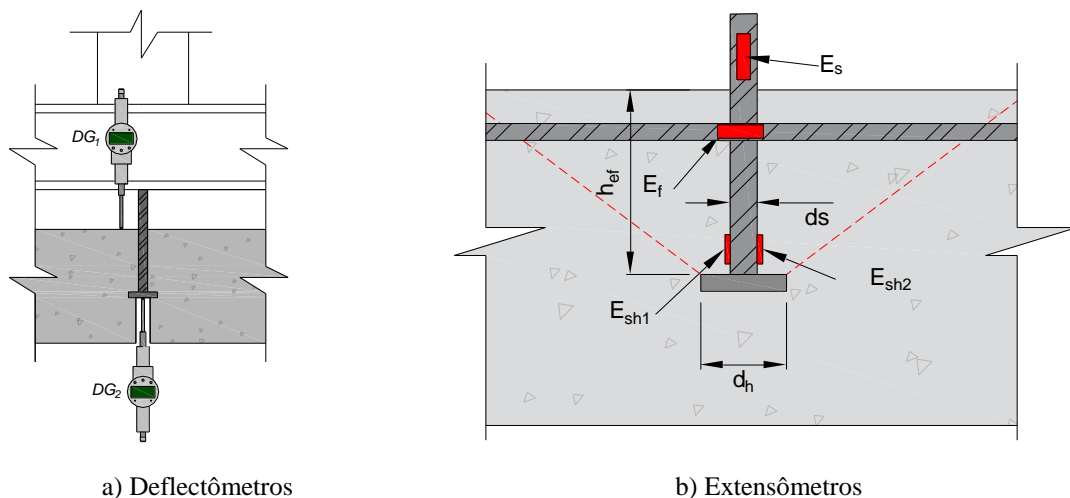


Figura 6. Detalhamento da instrumentação

**Sistema de ensaio.** Como indicado na Fig. 8, os conectores foram solicitados através de um sistema de ensaio autoportante. Foi realizado um ensaio de arrancamento direto onde o espécime era intencionalmente flexionado com o objetivo de surgirem fissuras de flexão em sua superfície os apoios foram dispostos a uma distância de 350 mm do conector com o intuito de não gerar influência destes na superfície do cone de concreto. Sobre os apoios alocou-se uma viga metálica de dimensões 120 x 150 x 1420 mm e acima da viga metálica foi instalado um cilindro hidráulico vazado com capacidade máxima de 1000 KN. Este por sua vez era acionado através de uma bomba hidráulica, onde acima desta alocou-se uma célula de carga vazada com capacidade de 1000 KN para a leitura do carregamento. Utilizou-se um



sistema de aquisição de dados para registrar as deformações geradas pela flexão no concreto e nas barras instrumentadas.

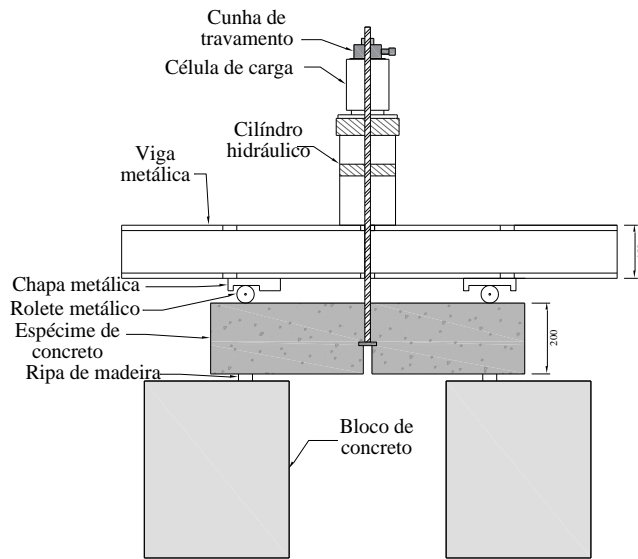


Figura 7. Sistema de ensaio

## Modelo computacional

Os modelos numérico-computacionais e suas análises foram gerados através do software comercial Midas FEA.

O modelo constitutivo usado para o concreto foi o *Total Strain Crack*, o qual tem como base a *Modified Compression Field Theory* proposta por Vecchio e Collins (1986) e descreve um comportamento não-linear e isotrópico do concreto. Este modelo apresenta duas formulações para determinar o desenvolvimento das fissuras, uma delas é um modelo de fissura fixo no qual o eixo de fissuração se mantém fixo assim que a primeira fissura é formada, o outro é o modelo rotacional que admite mudanças na direção do eixo de fissuração de acordo com a posição do eixo das tensões principais. Apesar de autores como Vollum *et al.* (2010) recomendarem a aplicação do modelo de fissura fixo, os modelos estudados neste trabalho apresentaram melhores respostas com o modelo de fissura rotacional.

O comportamento de tensão-deformação do concreto sob compressão foi descrito por uma função parabólica proposta por Feenstra (1993), a qual é derivada da energia de fratura. A curva característica da função está apresentada na Fig. 9. A curva pode ser dividida em três estágios: a Eq. (2) descreve a função até um terço da resistência à compressão máxima ( $f_c$ ), a Eq. (3) corresponde à resposta até a ( $f_c$ ) máxima, a Eq. (4) define o trecho em que o concreto está na fase de amolecimento devido à compressão. Essas equações determinam a deformação ( $\epsilon_c$ ) do concreto em função da resistência à compressão ( $f_c$ ), do módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ), da energia de fratura do concreto ( $G_c$ ) e do comprimento característico do elemento ( $h$ ).

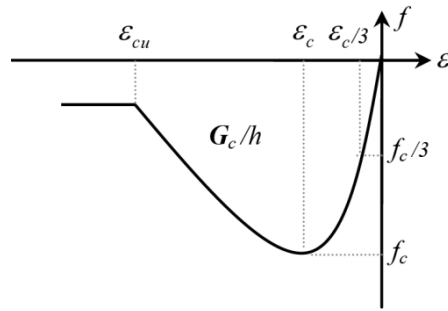


Figura 8. Resposta à compressão do concreto

$$\varepsilon_{c/3} = -\frac{f_c'}{3 \cdot E_c} \quad (2)$$

$$\varepsilon_c = -\frac{5 \cdot f_c'}{3 \cdot E_c} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_c - \frac{3 \cdot G_c}{2 \cdot h_{cr} \cdot f_c'} \quad (4)$$

Para o comportamento à tração foi utilizada uma função exponencial que descreve a perda de resistência do concreto após ser atingida sua máxima resistência à tração, como pode ser observado na Fig. 10. Os parâmetros de entrada são: resistência à tração ( $f_{ct}$ ), energia de fratura ( $G_f$ ) e o comprimento característico do elemento ( $h$ ).

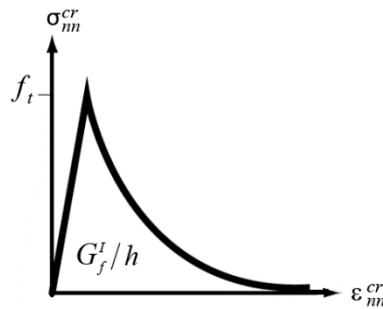


Figura 9. Resposta à tração do concreto

Para o aço foi utilizado o modelo constitutivo de Von Mises. A aderência entre o concreto e o aço foi considerada perfeita.

**Malha de elementos finitos.** Nos modelos foram utilizados elementos quadrilaterais com 8 nós. Para fins de simplificação do modelo e tendo em vista a aderência perfeita, o conector de aço não foi discretizado na malha, tendo sido inserida uma carga distribuída na região onde estaria localizada a cabeça do conector, como pode ser visto na Fig. 11. Ainda na Fig. 11 também pode-se visualizar a disposição das barras de aço, inseridas na forma de elementos finitos lineares (formato de barra). Os nós das barras coincidem com os nós dos elementos da malha de concreto. Foi adotado o Estado Plano de Tensões nas análises.

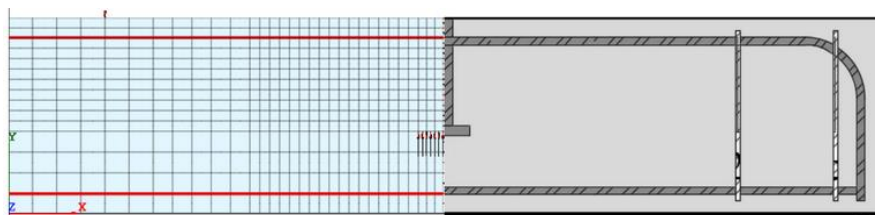


Figura 10. Malha de elementos finitos

**Calibração do modelo.** Foi realizado um estudo paramétrico, no qual foram variadas algumas propriedades mecânicas do concreto, com o objetivo de verificar qual a influência destes parâmetros nos resultados obtidos numericamente. O estudo foi realizado no modelo com menor taxa de armadura de flexão e os parâmetros considerados mais adequados foram utilizados na composição dos demais modelos. Foi analisada a sensibilidade dos modelos a variações nas seguintes propriedades: módulo de elasticidade do concreto  $E_c$ , resistência à tração do concreto  $f_{ct}$  e energia de fratura do concreto  $G_f$ . A carga foi aplicada como força e foi aplicado o método de Newton-Raphson. Foram considerados 80 passos de carga e uma quantidade máxima de 200 operações.

O módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) foi variado de acordo com a Eq. (4), assumindo valores de  $\varepsilon = 2\text{‰}$ ,  $\varepsilon = 2,5\text{‰}$  e  $\varepsilon = 3\text{‰}$ . A Tabela 3 apresenta os valores usados para a resistência à tração do concreto ( $f_{ct}$ ), energia de fratura do concreto ( $G_f$ ), módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) e suas origens.

Tabela 3. Parâmetros variados no estudo paramétrico

$f_{ct,m}$ (MPa)	
fib Model Code 2010	2,25
ACI 318	1,98
Ensaio de compressão diametral	1,44
$G_f$ (N.mm/mm <sup>2</sup> )	
CEB - FIP Model Code 1990	0,082
fib Model Code 2010	0,143
$E_c$ (MPa)	
$\varepsilon = 0.0030$	19167
$\varepsilon = 0.0025$	23000
$\varepsilon = 0.0020$	28750

A validação dos modelos computacionais foi feita pela comparação entre as respostas de carga-deslocamento computacionais e experimentais. A Fig.16 apresenta os resultados do estudo, onde é perceptível que  $E_c = 23000$  MPa,  $f_{ct} = 1,44$  MPa e  $G_f = 0,082$  N.mm/mm<sup>2</sup> desenvolveram as melhores respostas, sendo, assim, utilizados como padrão para as análises.

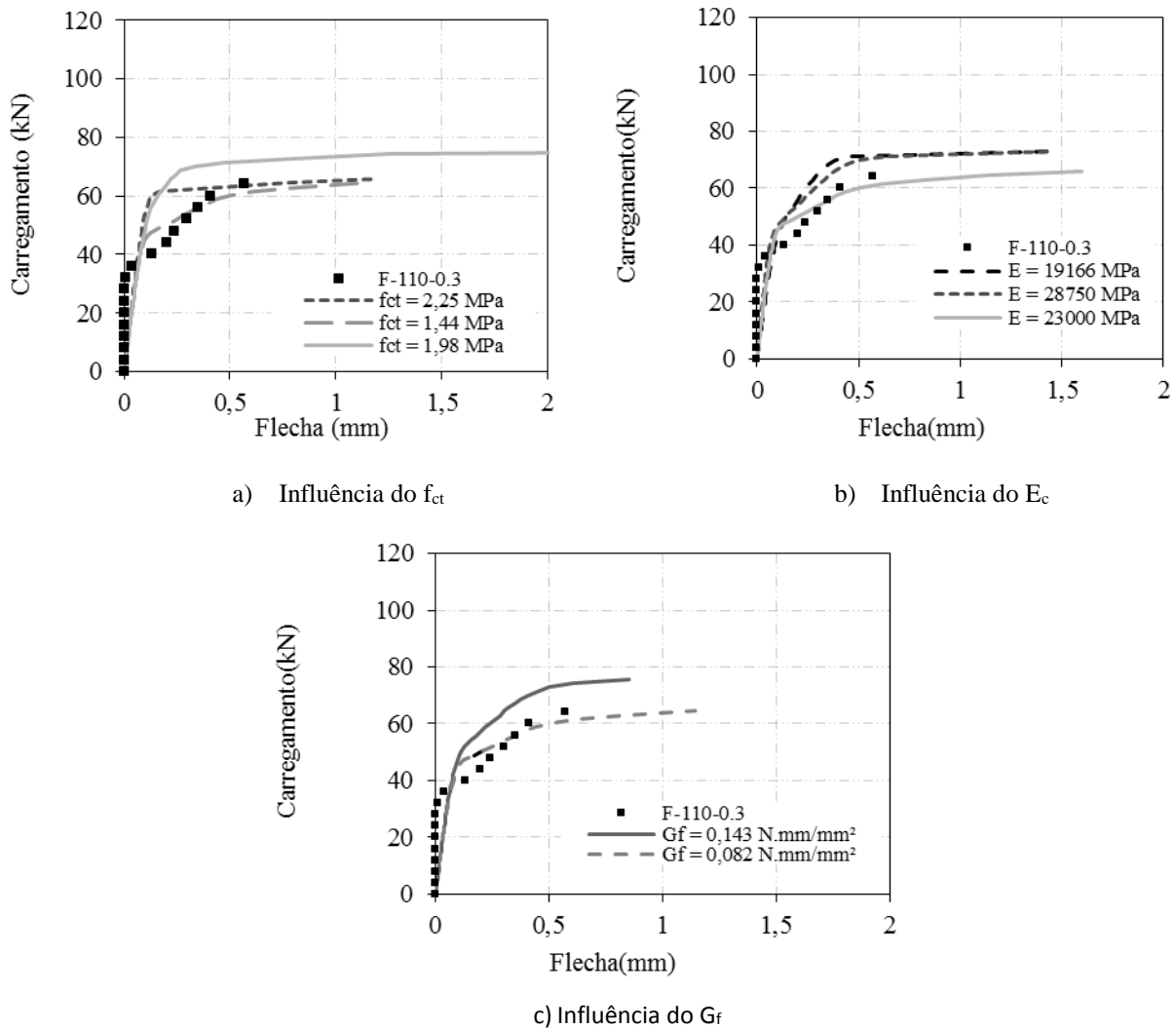


Figura 12. Resultados do estudo paramétrico

### 3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item, apresentam-se os resultados obtidos das análises com os modelos computacionais em comparação às respostas experimentais.

#### Resposta Carga-Deslocamento

A Fig. 13 apresenta as respostas de carga-deslocamento das versões finais dos modelos computacionais para os espécimes experimentais. Para todos os modelos as respostas computacionais foram próximas das experimentais.

A variação da taxa de armadura e consequentemente do grau de fissuração na superfície do concreto exerce grande influência tanto na rigidez quanto na carga de ruptura dos modelos, como pode ser observado na Fig. 14 na qual estão sendo comparadas entre si as repostas finais de carga-deslocamento de todos os modelos computacionais. Como esperado, nota-se que quanto maior a taxa de armadura ( $\rho_{flex}$ ), maior a carga de ruptura do modelo, uma vez que será menor o grau de fissuração da peça, o que impõe resistência ao conjunto.

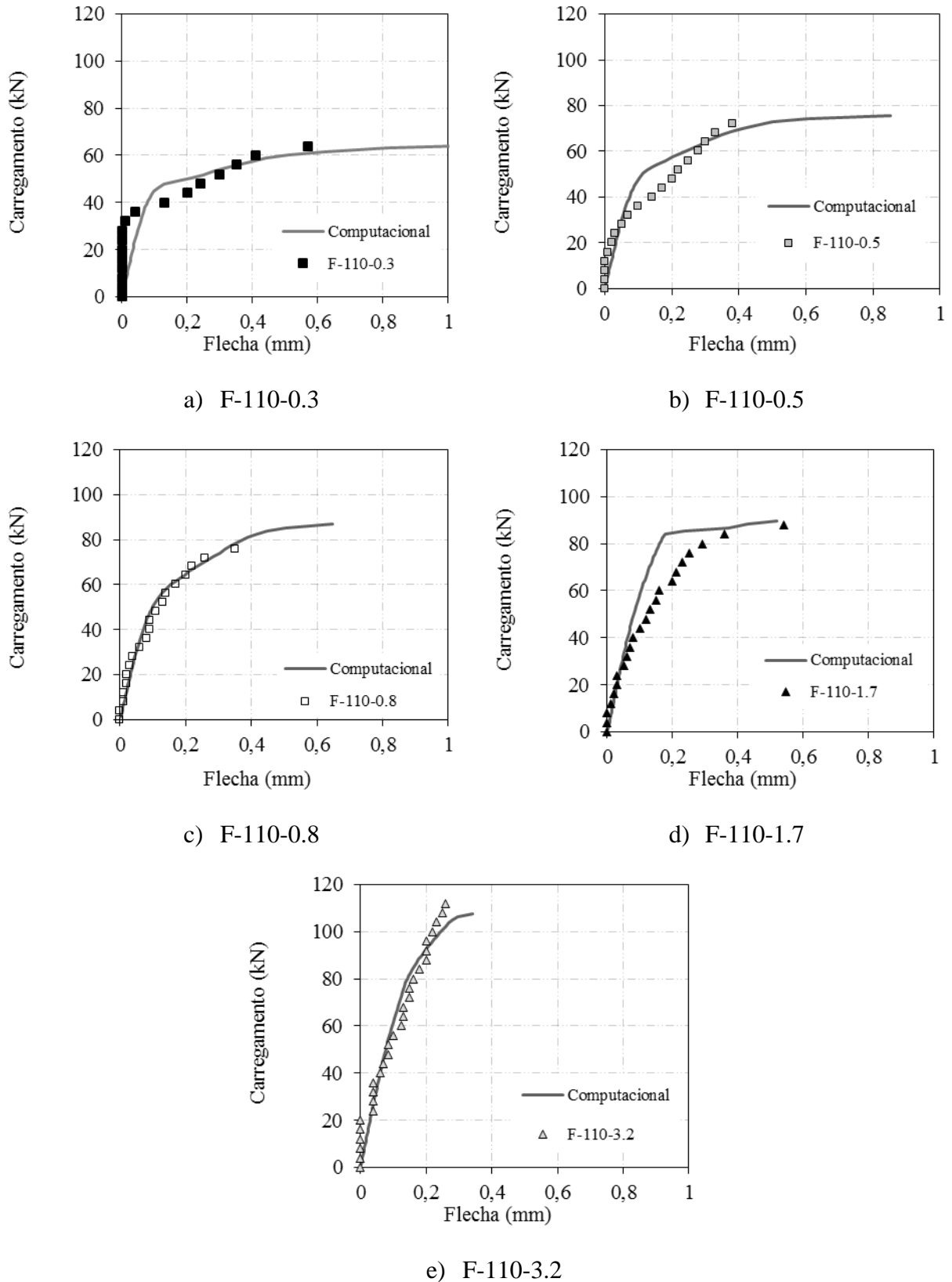


Figura 13. Respostas de carga-deslocamento

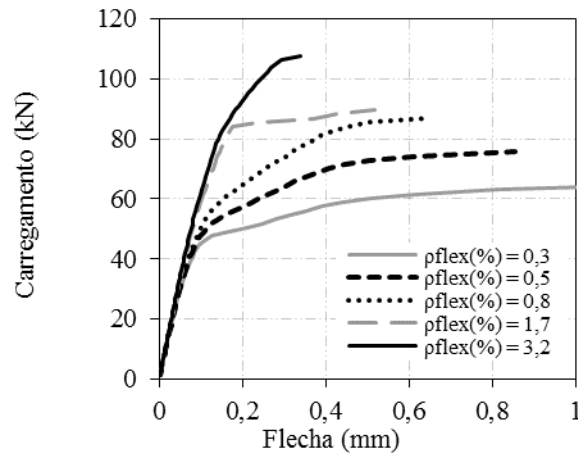


Figura 14. Comparação das respostas de carga-deslocamento computacionais

### Carga-deformação na armadura de flexão

Neste item, são apresentadas as repostas do gráfico tensão-deformação nas armaduras de flexão. As repostas dos modelos computacionais apresentaram um padrão de comportamento bem próximo ao das repostas geradas pelos ensaios experimentais. Quanto aos valores, alguns dos modelos apresentaram certas diferenças. As comparações entre as repostas computacionais e as repostas experimentais estão dispostas na Fig. 15 e 16, onde  $E_f$  é a deformação na armadura de flexão.

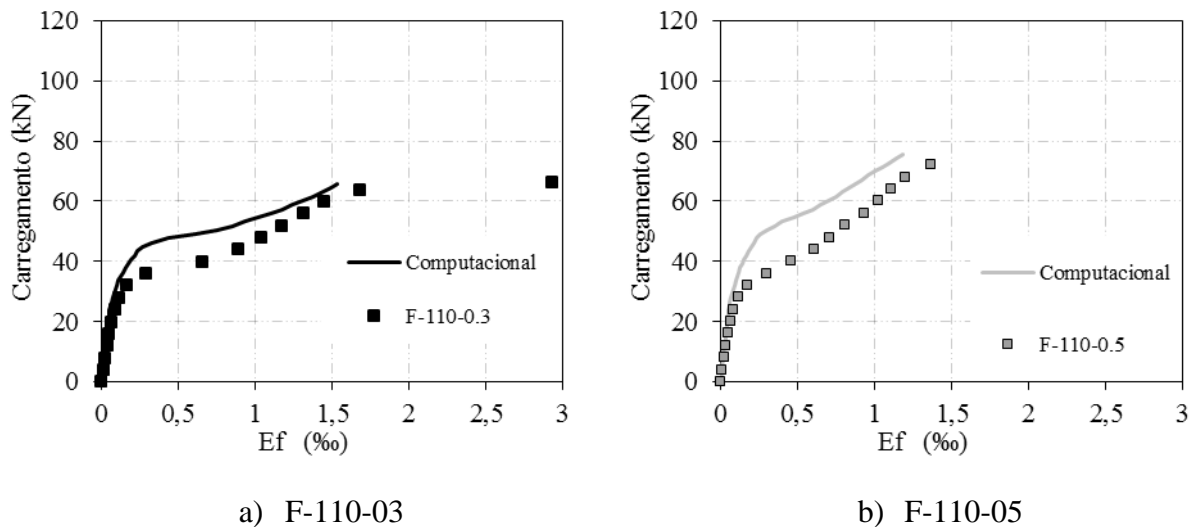


Figura 15. Respostas de carga-deformação

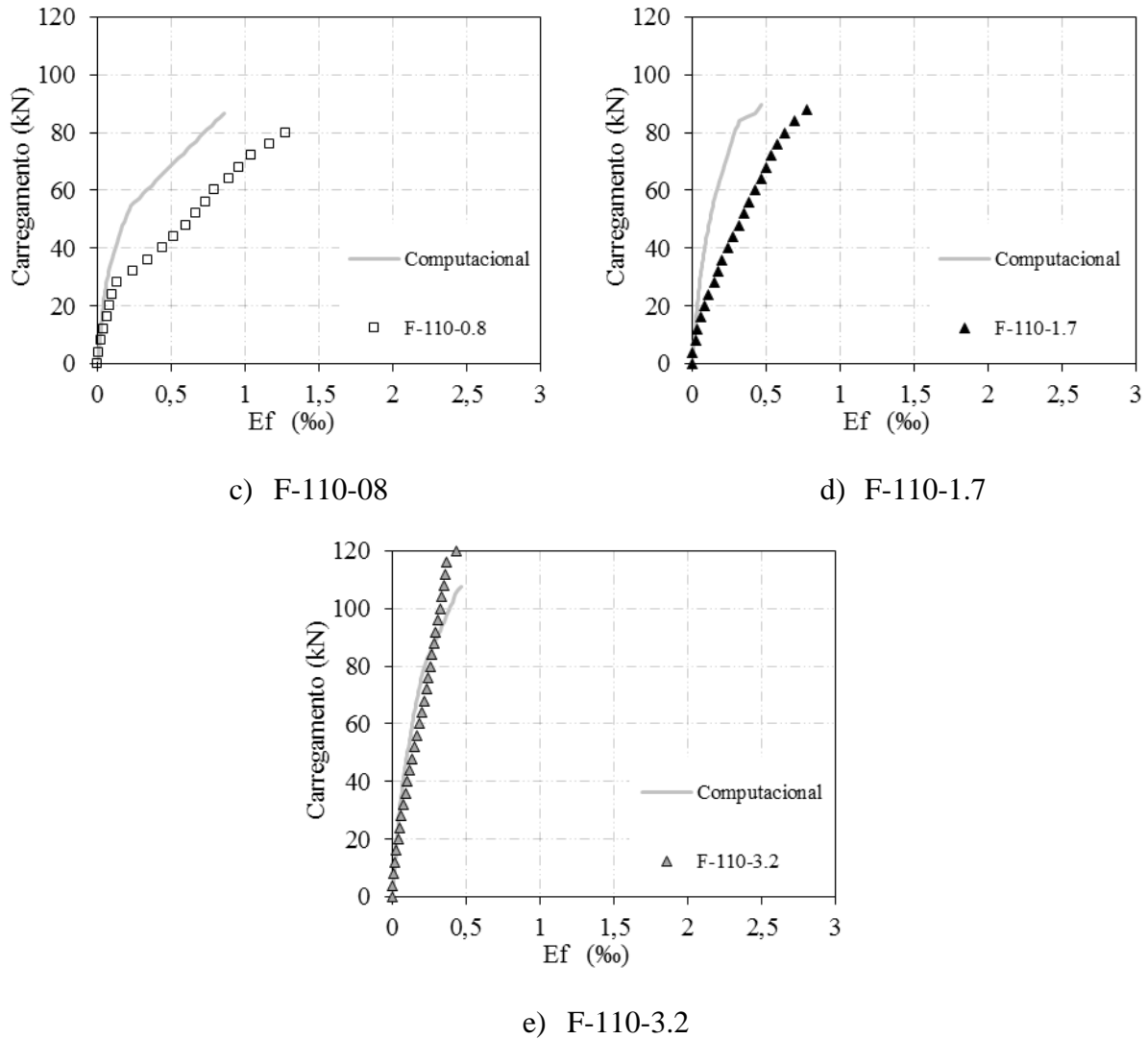


Figura 16. Respostas de carga-deformação

## Carga de ruptura

A Tabela 4 dispõe as cargas de ruptura dos modelos. Tais resultados ilustram a boa representatividade dos modelos computacionais adotados para as análises em questão. Ainda na Tabela 3 é feita uma comparação entre as cargas medidas com os valores normativos de resistência ao arrancamento para concreto fissurado (cr) e não fissurado (uncr) calculados de acordo com a Eq. (1). Analisando as respostas experimentais e computacionais, percebe-se que o grau de fissuração no concreto influencia consideravelmente na resistência ao arrancamento, as equações propostas pela norma testadas não preveem essa variação de acordo com o nível de fissuração na região do cone de concreto. Observa-se também que os modelos computacionais tiveram uma correlação melhor com os resultados experimentais.

Tabela 4. Comparação entre cargas de ruptura

Espécime	Nu.exp(kN)	Nu.comp(kN)	Nu.ACIuncr(kN)	Nu.ACICr(kN)	Nu.exp/	Nu.exp/	Nu.exp/
----------	------------	-------------	----------------	--------------	---------	---------	---------

					Nu.comp	Nu.ACIncr	Nu.ACICr
F-110-0.3	66,50	67,60	84,70	67,80	0,98	0,79	0,98
F-110-0.5	72,00	75,60	84,70	67,80	0,95	0,85	1,06
F-110-0.8	83,50	86,80	84,70	67,80	0,96	0,99	1,23
F-110-1.7	88,00	89,60	84,70	67,80	0,98	1,04	1,30
F-110-3.2	136,00	107,80	84,70	67,80	1,26	1,61	2,01
				Média	1,03	1,05	1,32
				Desv.Pad.	0,13	0,33	0,41
				C.V.	0,13	0,31	0,31

## Fissuração

Através das análises geradas, foi possível identificar a ruptura pelo arrancamento do cone de concreto como padrão de modo de ruptura para todos os modelos, caracterizado por uma grande fissura principal com inclinações que em sua maioria variam em torno de  $30^\circ$ . Este valor está abaixo da estimativa de  $35^\circ$  proposta por Eligehausen e Sawade (1989), Eligehausen *et al.* (1992) e Ozbolt e Eligehausen (1990) e está distante também das inclinações medidas nos modelos experimentais. Uma comparação entre os padrões de ruptura dos modelos experimentais e computacionais está disposta na Fig. 17 e 18. A fissuração pode estar influenciando na inclinação do cone. A medição das respostas experimentais nos espécimes F-110-1.7 e F-110-3.2 foi prejudicada devido à grande quantidade de armadura de flexão, portanto os ângulos apresentados podem ser imprecisos.

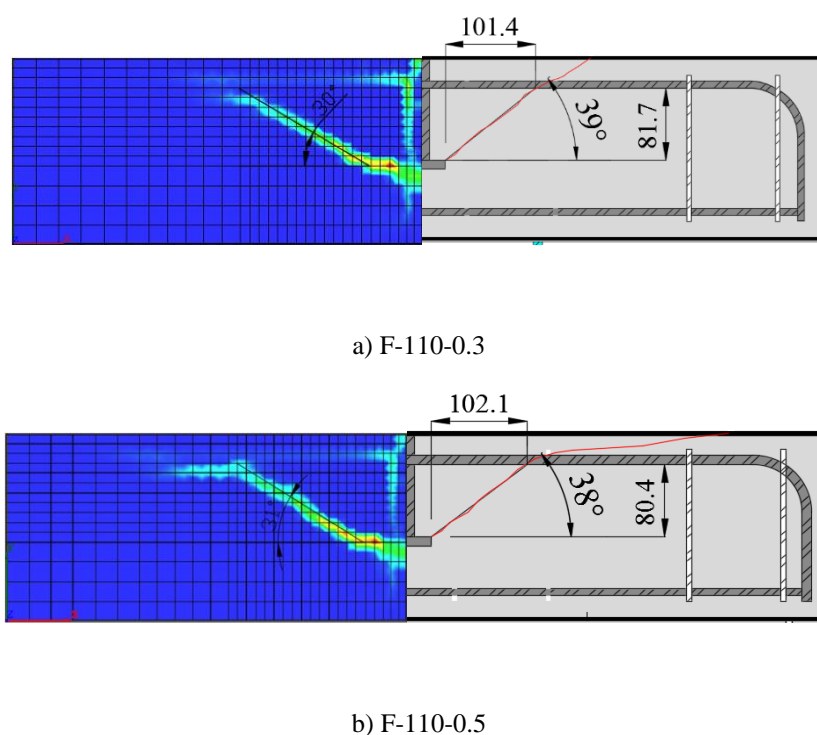
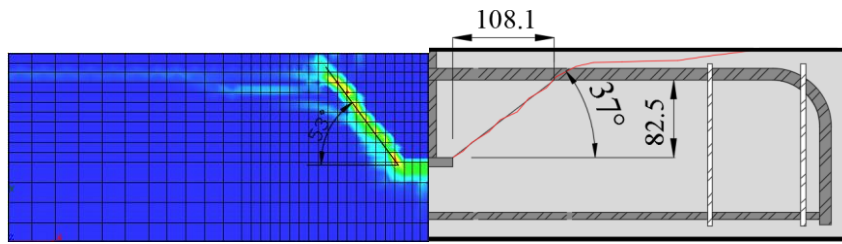
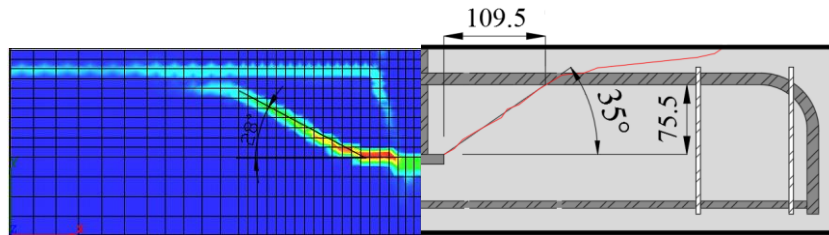


Figura 17. Fissuração nos espécimes numérico e experimental





c) F-110-0.8



d) F-110-1.7

Figura 18. Fissuração nos espécimes numérico e experimental

## 4 CONCLUSÃO

Os resultados experimentais utilizados neste trabalho serviram como base de dados e de validação para os modelos numérico-computacionais desenvolvidos. Os modelos numérico-computacionais objetivaram avaliar a influência do grau de fissuração na resistência do conjunto formado por conectores de aço embutidos em vigotas de concreto armado à ação de arrancamento de tais conectores. Os resultados para o gráfico carga x deslocamento e para a carga de ruptura obtidos com os modelos computacionais alcançaram boa aproximação com os resultados experimentais. As respostas destes dois itens de avaliação evidenciam a influência da taxa de armadura no comportamento do conjunto. Uma maior taxa de armadura eleva a carga de ruptura, o que representa uma maior resistência ao conjunto, tendo em consideração o modo de ruptura por formação do cone de concreto.

Quanto ao padrão de fissuração das peças, evidenciou-se uma má correlação entre os valores computacionais e os valores experimentais, assim como também uma não aproximação aos valores estimados pela literatura. Isso pode se dar pelo fato de que talvez tenham ocorrido erros na medição dos ângulos de ruptura experimentais, e a literatura não especifica a angulação do cone para concreto com variados níveis de fissuração, o que não prejudica o uso dos modelos gerados para análise de arrancamento de pinos de aço em vigas de concreto.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores gostariam de agradecer pelo apoio a esta e a outras pesquisas à: Universidade Federal do Pará; ao Núcleo de Modelagem Experimental Aplicada (NUMEA); ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE); ao Campus de Tucuruí; à Eletronorte; e às Agências de fomento CNPq, CAPES e FAPESPA.

## **REFERÊNCIAS**

- American Concrete Institute, 2014. *Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI-318*. New York.
- Chang Xu, Chan Heping, Liu Bin, & Zhao Fangfang, 2011. Modeling of anchor bolt pullout in concrete based on a heterogeneous assumption. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 241, pp. 1345-1351.
- Comité Euro-International du Béton, 1993. *CEB-FIP Model Code 1990*, London, Thomas Telford.
- Delhomme, F., & Debicki, G., 2010. Numerical modelling of anchor bolts under pullout and relaxation tests. *Construction and Building Materials*, vol. 24, n. 1, pp. 1232-1238.
- Eligehausen, R., & Balogh, T., 1995. Behavior of fasteners loaded in tension in cracked reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, vo. 92, n. 3.
- Eligehausen, R., & Ozbolt, J., 1992. Influence of crack width on the concrete cone pull-out load, *Elsevier Applied Science*, vol. 95, pp. 876-881.
- Eligehausen, R., & Sawade, G., 1989, A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete. *Fracture Mechanics of Concrete Structures*
- Eligehausen, R.; Bouska, P.; Cervenka, V.; Pukl, R. (1992). Size effect of the concrete cone failure load of anchor bolts. In: Bazant, Z. P. (Editor), *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, pp. 517–525, Elsevier Applied Science, London, New York.
- Fédération internationale du béton (FIB), 2012 *Model Code 2010*, final draft, vol. 1. fib, Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, Vol. 2.
- Feenstra, P. H., 1993. Computational aspects of biaxial stress in plain reinforced concrete. Phd thesis. Department of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- Ozbolt, J., Eligehausen, R., Periskc, & G., Mayer, U., 2007. 3D FE analysis of anchor bolts with large embedment depths. *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 74, pp. 168-178.
- Ozbolt, J.; Eligehausen, R.; Reinhardt, H. W. (1999). Size effect on the concrete cone pull-out load, *International Journal of Fracture* 95, p. 391-404.
- Vecchio, F. J., Collins, M. P., The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *Proceedings*, vol. 83, n. 2, pp. 219-231.
- Vollum, R. L., Abdel Fattah, T., Eder, M., Elghazouli, A. Y., 2010. Design of ACI type punching shear reinforcement to Eurocode 2. *Magazine of Concrete Research*, vol. 62, pp. 3-16.