



NÁLISE NÃO-LINEAR DA CONTRIBUIÇÃO DE ARMADURAS COMPLEMENTARES NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE PINOS EMBUTIDOS EM CONCRETO

Tássio F. Queiroz

Frederico P. Maués

Hamilton Costa

Patrick A. B. V. Silva

Maurício P. Ferreira

Marcos H. Oliveira

numea.ufpa@gmail.com

Universidade Federal do Pará (UFPA)

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

Resumo. Conectores de aço com cabeça são empregados na ligação entre estruturas mistas de aço e concreto e em estruturas pré-moldadas. Quando solicitados à tração, a resistência ao arrancamento é fator determinante no projeto e o modo de ruptura pela formação do cone de concreto pode ser frágil. Uma das formas de aumentar a resistência dessa ligação é utilizar armaduras complementares. Para avaliar a influência da armadura complementar na resistência ao arrancamento, foram elaborados 6 modelos computacionais não-lineares em EPD no programa MIDAS FEA, com base em uma série de ensaios experimentais de conectores embutidos em vigotas de concreto armado. A modelagem buscou avaliar a influência do diâmetro da armadura complementar, do número de pernas interceptando o cone de concreto e da distância do conector até da armadura complementar. Foi realizado um estudo paramétrico para ajustar as propriedades do concreto, variando a resistência à tração, módulo de elasticidade e a energia de fratura. A análise computacional realizada apresenta tabelas com carga de ruptura, gráficos de carga x deslocamento, carga x deformação na armadura longitudinal e carga x deformação na armadura transversal, de forma geral se apresentando em boa concordância com os resultados experimentais.

Palavras-chave: Conectores de aço com cabeça, Arrancamento de conectores, Armadura complementar, Vigas de concreto armado, Análise não-linear

1 INTRODUÇÃO

Na construção civil há diversas situações em que é necessário a transferência de esforços entre peças estruturais, como no caso das estruturas mistas de aço e concreto e de estruturas de concreto pré-moldadas. Conectores de aço com cabeça são uma alternativa para a transmissão de esforços concentrados, como os de tração e de cisalhamento. A vantagem do uso de conectores com cabeça é o fato da resistência de ancoragem depender principalmente da ancoragem mecânica proporcionada pela cabeça instalada na extremidade da barra embutida no concreto, evitando o deslizamento da barra.

Segundo o ACI 318 (2014), o embutimento de ancoragem efetivo (h_{ef}) é a profundidade de embutimento através da qual o conector transfere os esforços externos ao concreto e é medido da face superior da cabeça do conector até a superfície do concreto. Há situações em que a dimensão do elemento estrutural pode conduzir a baixos embutimentos. Como o comprimento de ancoragem é um dos principais fatores que influenciam na carga de ruptura do conjunto conector-concreto, ele torna-se fator determinante de projeto.

Uma alternativa para se obter um ganho de resistência sem necessariamente aumentar o comprimento de ancoragem é o uso de armadura complementar junto do conector, podendo esta ser em forma de estribos ou barras dobradas (BUJNAK, BAHLEDA E FARBAK, 2014).

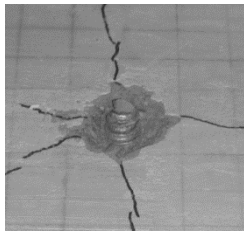
Para avaliar a influência da armadura complementar na resistência ao arrancamento de conectores de aço com cabeça, foram elaborados 6 modelos computacionais com base em uma série de ensaios experimentais. Os ensaios buscaram avaliar a influência de parâmetros como a distância do eixo do conector ao eixo da armadura complementar, o diâmetro da armadura complementar e o número de “pernas” que interceptam o cone de concreto formado (modo de ruptura de projeto adotado).

Foi realizado um estudo paramétrico com relação às propriedades do concreto para calibração de um dos modelos computacionais e, assim, transferir os resultados para os demais modelos. As propriedades estudadas foram a resistência à tração (f_{ct}), módulo de elasticidade (E_c) e energia da fratura (G_f).

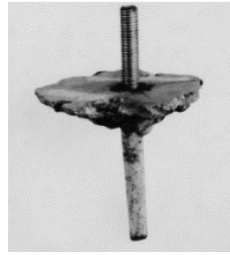
2 COMPORTAMENTO DE CONECTORES SUBMETIDOS À TRAÇÃO

2.1 Modos de ruptura

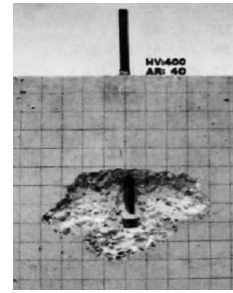
Conforme mostrado na Figura 1, conectores pré-instalados em concreto, submetidos ao arrancamento possuem 5 modos de ruptura distintos, sendo estes a ruptura pelo escoamento da barra do conector, ruptura por deslizamento, ruptura por destacamento lateral do concreto, ruptura por fendilhamento do concreto e ruptura do cone de concreto.



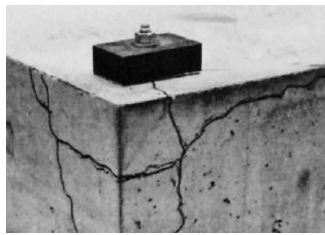
a) Ruptura do aço de conector (Petersen *et al.*, 2013)



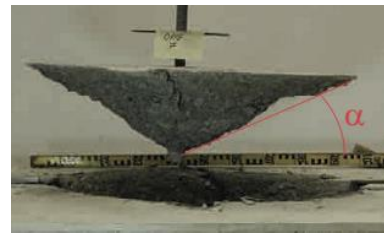
b) Ruptura por deslizamento (Eligehausen *et al.*, 2006)



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 Elfgrén, 2009)

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

Como nas considerações de projeto de conectores submetidos à tração, é adotado as medidas necessárias para que não haja a ruptura prematura, como a ruptura por deslizamento, por destacamento lateral do concreto ou por fendilhamento, o cone de concreto é geralmente utilizado 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 era próxima de 35°.

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 os extensômetros foram posicionados circunferencial e perpendicularmente ao longo da projeção da fissura do cone de concreto, conforme ilustrado na Figura 2. 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.

A Figura 3a, mostra as deformações medidas ao longo do comprimento da fissura do cone de concreto na direção perpendicular ao plano de fissura do cone de concreto para dois níveis de carregamento ($N/N_u = 0,3$ e $0,9$). Conforme 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 Figura 3b.

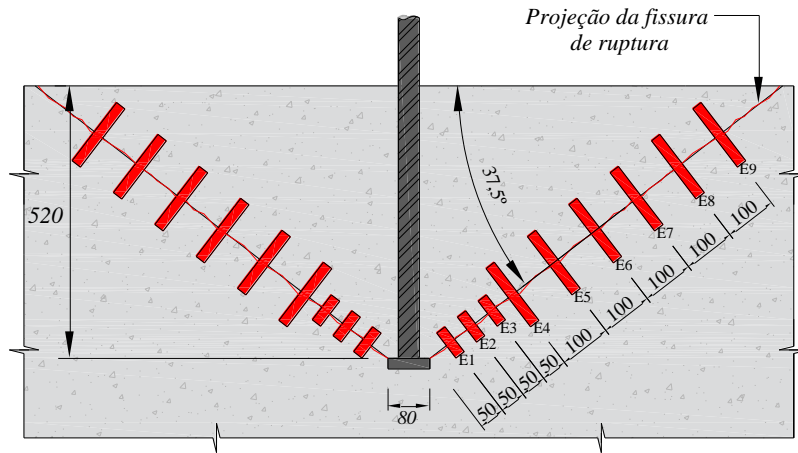
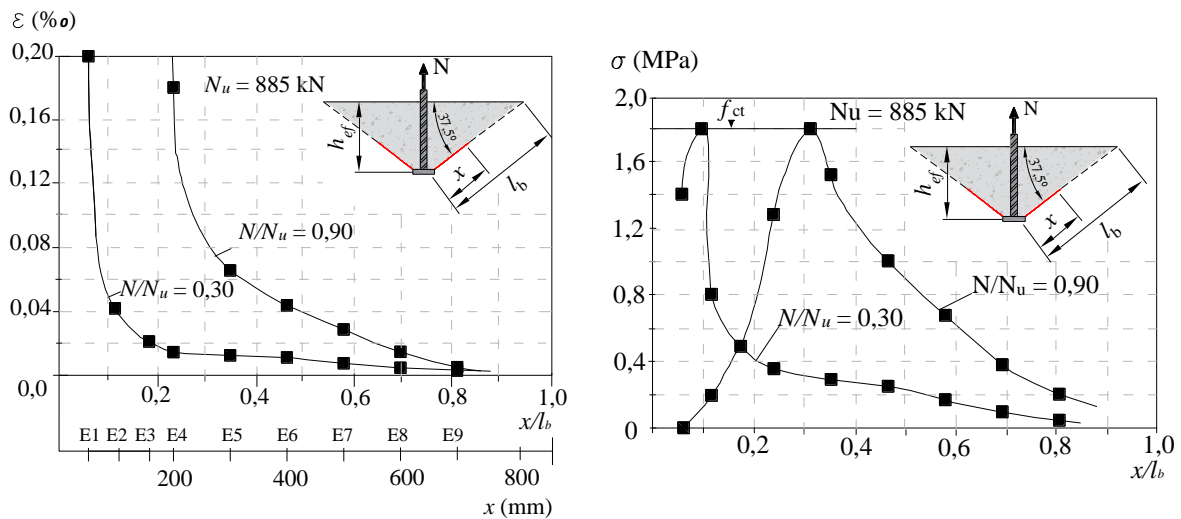


Figura 2. Instrumentação dos ensaios de Eligehausen e Sawade (1989).

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.



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).

2.2 Influência da armadura complementar na resistência ao arrancamento

Há situações em que não é possível ter um comprimento de ancoragem efetivo suficiente para suportar os esforços de tração solicitantes, isto geralmente acontece devido limitações

geométricas do elemento estrutural, ao qual o conector será instalado. Uma alternativa para se obter maior resistência, sem necessariamente aumentar o comprimento de ancoragem, é a partir da utilização de armadura complementar junto ao conector (Bujnak, Bahleda e Farbak, 2014).

Como é mostrada na Figura 4, segundo o *fib* Bulletin 58 (2011), a armadura complementar é utilizada para aumentar a carga de ruptura do cone de concreto, contudo, geralmente é mais efetivo aumentar a dimensão do embutimento de ancoragem. Quanto ao comportamento, este tipo de reforço gera um aumento considerável na resistência, rigidez e ductilidade do conector, como foi observado nos trabalhos de Henriques *et al.* (2013) e Bujnak, Bahleda e Farbak (2014).

Conforme Rehm *et al.* (1985), a forma mais eficiente de se utilizar armadura complementar é pelo uso de estribos instalados próximos ao conector, convenientemente ancorados. O *fib* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2014) recomendam instalar a armadura complementar com espaçamento entre o conector e a armadura complementar não maior que $0,5.h_{ef}$ e com diâmetro não maior que 16 mm. Justificando pelo fato de que a eficiência da utilização de armadura complementar depende diretamente da distância entre o conector e a armadura complementar, sendo maior o ganho de resistência quanto mais próximo estiver do conector. Ainda há uma redução de incremento de resistência quando a armadura complementar possuir diâmetros acima de 12,0 mm. Fontenelle (2011) observou que quanto mais distante do conector a armadura complementar estava disposta, menor era o acréscimo de resistência ao conector.

Em relação à resistência da ligação com armadura complementar, teoricamente a carga de ruptura será consideravelmente maior quando comparada a ligações sem armadura complementar. Este aumento é fornecido por duas parcelas resistentes, uma proporcionada pelo concreto e a outra proporcionada pela armadura complementar. Conforme o *fib* Bulletin 58 (2011), a armadura complementar somente começará a absorver esforços após a total formação do cone de concreto.

Há poucos trabalhos que estudam o comportamento de conectores de aço reforçados com armadura complementar, devido a isto, pouco se conhece acerca de como cada parcela resistente pode colaborar com a resistência final. Este é um dos motivos que leva as recomendações normativas, como por exemplo as do ACI 318 (2014) e *fib* Bulletin 58 (2011), a considerarem apenas a parcela resistente da armadura complementar, o que geralmente tende a gerar resultados teóricos muito conservadores, como os resultados obtidos no trabalho de Rolle (2003) e Lee *et al.* (2007).

Quando adicionada armadura complementar ao redor do conector podem ocorrer dois novos modos de ruptura, sendo estes através da ruptura da armadura complementar e da ruptura por falha de aderência da armadura complementar no cone de concreto (Henriques *et al.*, 2013).

Na Figura 5a, é apresentada a ruptura da armadura complementar que ocorre quando os esforços solicitantes são maiores que os esforços resistentes desta armadura, ocorrendo o escoamento da armadura e ruptura da mesma. A Figura 5b demonstra a ruptura por falha de ancoragem que ocorre quando os esforços solicitantes na armadura complementar inserida no cone de concreto são maiores que a capacidade resistente de aderência do comprimento de ancoragem (l_1) da armadura complementar inserida no cone de concreto, conseqüentemente ocorrendo deslizamento da barra da armadura complementar dentro do cone de concreto. 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.

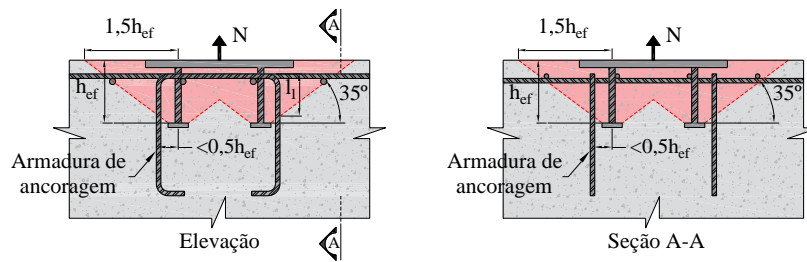


Figura 4 – Configuração da armadura complementar, adaptado de *fib Bulletin 58* (2011).

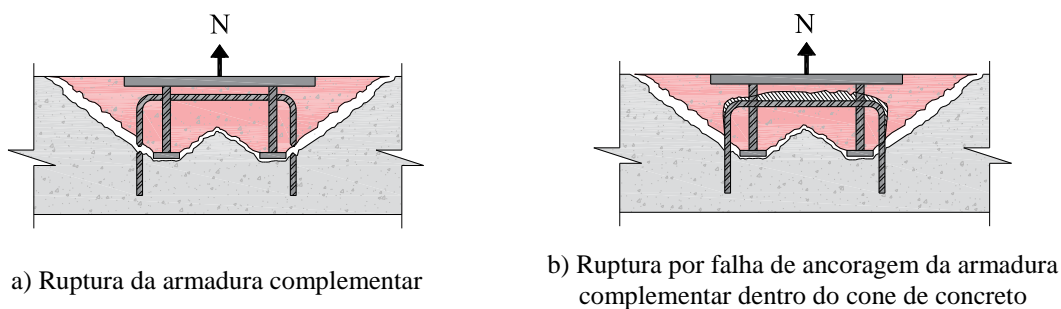


Figura 5. Modos de ruptura de conectores reforçados com armadura complementar, adaptado de *Henriques et al.* (2013).

2.3 Recomendações do ACI 318-14/FIB BULLETIN 58 (2011) para resistência última

As duas recomendações estimam a resistência última à tração sendo suportada apenas pela armadura complementar. Devendo ser feitas duas verificações, a primeira voltada ao escoamento das barras da armadura, Eq. (1), e a segunda em relação a falha de ancoragem da armadura complementar no concreto, Eq. (2).

O modelo da Eq. (1) admite que a armadura complementar resistirá aos esforços de tração do conector após a total formação do cone de concreto, portanto, a resistência à tração será o esforço necessário para escoar a armadura. Por outro lado, a Eq. (2) considera que a armadura será suficientemente ancorada no elemento estrutural, contudo poderá ocorrer o deslizamento das barras da armadura complementar dentro do cone de concreto.

$$N_{u,aa} = n \cdot A_{s,aa} \cdot f_{y,aa} \quad (1)$$

$$N_{u,aa,b} = \sum_n \left(\frac{l_1 \cdot u \cdot f_{bd}}{\alpha_{aa}} \right) \quad (2)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Modelo experimental

O programa experimental teve como objetivo determinar os efeitos da adição de armadura complementar junto do conector na carga de ruptura do cone de concreto. As variáveis em análise foram o diâmetro da armadura complementar, o espaçamento entre a mesma e o conector e o número de “pernas” da armadura dentro do cone de concreto.

Foram realizados 6 ensaios de arrancamento com diferentes configurações e disposições da armadura complementar. As dimensões dos espécimes foram de 350 x 200 x 900 mm. As taxas de armadura de flexão permaneceram constantes para todos os espécimes. A nomenclatura adotada foi, $An - \Phi aa - s0 - sr$. O primeiro termo, An , informa que a série que faz o uso de armadura complementar, seguido de um “n”, indicando o número de “pernas” dentro do cone de concreto, o segundo termo indica o diâmetro da armadura complementar, e o terceiro e quarto termos, a distância entre eixos da 1ª camada de armadura complementar e o conector e distância entre a 1ª camada de armadura complementar e 2ª camada (para conectores com 2 camadas de armadura complementar), respectivamente.

Dentre os 6 espécimes, 5 possuíam características semelhantes (A4-6-62-0, A4-5-50-0, A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-125), com apenas uma camada de armadura complementar, ou seja, apenas quatro “pernas” da armadura complementar estavam dispostas na área de projeção do cone de concreto e simetricamente espaçadas, onde as variáveis destes espécimes foram o diâmetro e o espaçamento da armadura complementar ao conector, o detalhamento destes espécimes é mostrado na Figura 6. Por final, um dos espécimes possuía duas camadas de armadura complementar (A8-6-45-35), com 8 pernas dentro do cone de concreto, onde o detalhamento do mesmo pode ser visto na Figura 7.

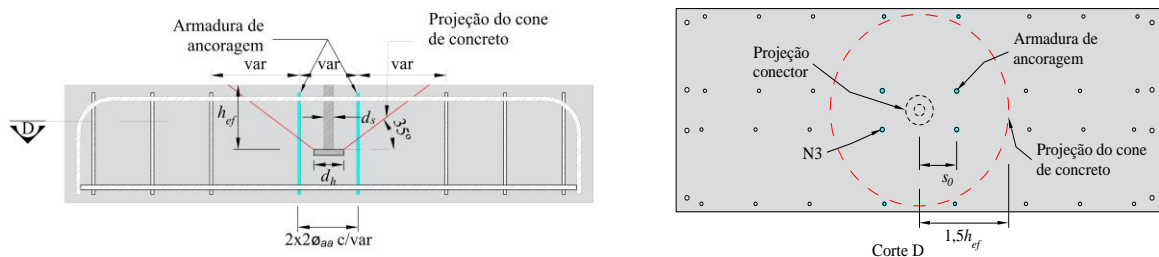


Figura 6 - Detalhamento dos espécimes A4-6-62-0, A4-5-50-0, A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-125.

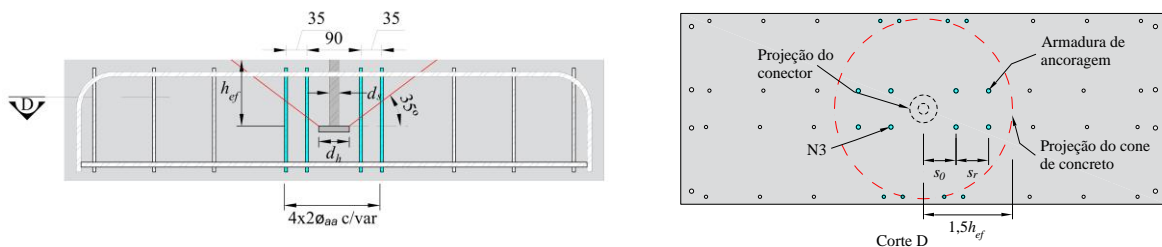


Figura 7– Detalhamento do espécime A8-6-45-35.

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 de 35 N/mm². Amostras das armaduras utilizadas para a confecção dos conectores e armaduras dos espécimes foram submetidas à ensaios de tração. Os resultados com as propriedades mecânicas das armaduras são mostrados na Tabela 1. Valores de módulo de elasticidade fora do padrão se deram em função de ineficiência do sistema de ensaio.

Tabela 1. Propriedades do aço

Φ (mm)	E (MPa)	ϵ_{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 Figura 6a, 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. 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 nas Figura 8b e na figura 9. Também foram monitoradas as armaduras complementares, afim de mensurar suas deformações. Os extensômetros foram dispostos onde teoricamente a fissura do cone de ruptura cruzaria as armaduras, onde a inclinação da fissura teria uma angulação de 35° (ACI 318, 2014), buscando-se medir os valores máximos de deformação, conforme também indicado na figura 8b e na figura 9.

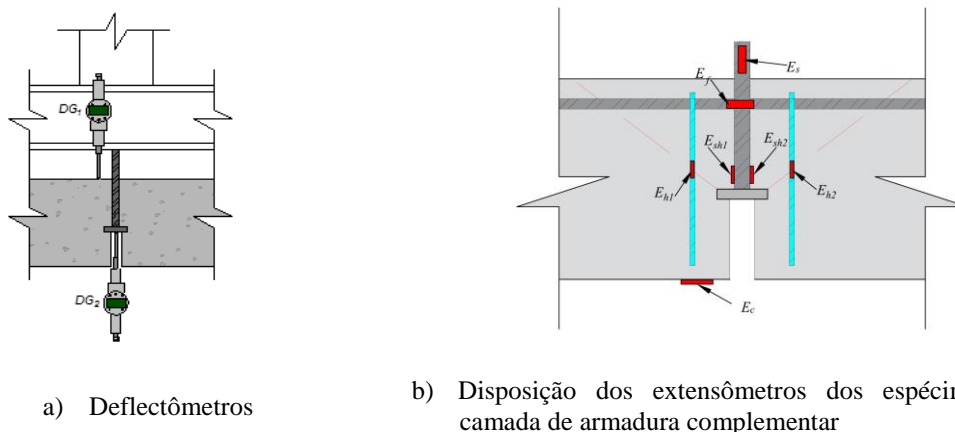


Figura 8– Detalhamento da instrumentação.

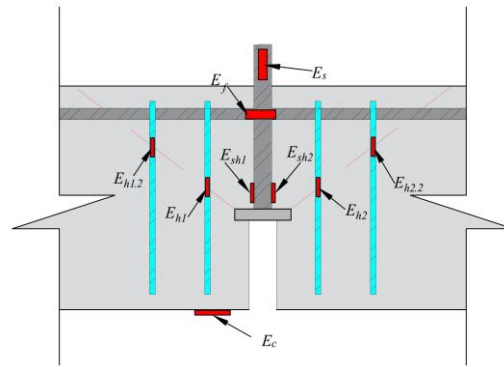


Figura 9– Disposição dos extensômetros dos espécimes com duas camadas de armadura complementar.

Sistema de ensaio. Como indicado na Figura 10, os conectores foram solicitados através de um sistema de ensaio autoportante. Foi realizado um ensaio de arrancamento direto no qual 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 desta 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.

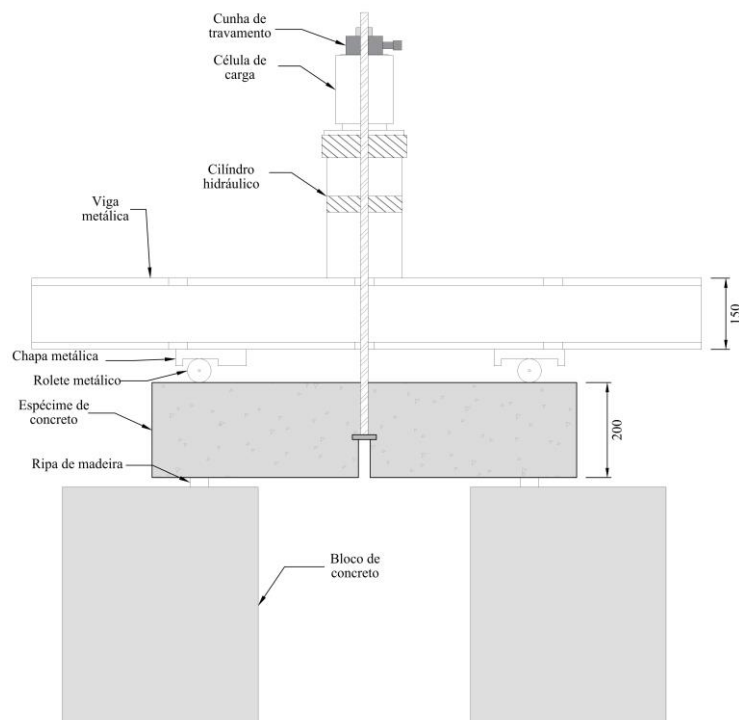


Figura 10– Sistema de ensaio.

3.2 Modelo computacional

Os modelos 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 (1995), a qual é derivada da energia de fratura. A curva característica da função está apresentada na Figura 11. A curva pode ser dividida em três estágios: a Eq. (3) descreve a função até um terço da resistência à compressão máxima (f_c), a Eq. (4) corresponde à resposta até a (f_c) máxima, a Eq. (5) define o trecho em que o concreto está na fase de amolecimento devido à compressão. Estas equações determinam a deformação (ϵ_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).

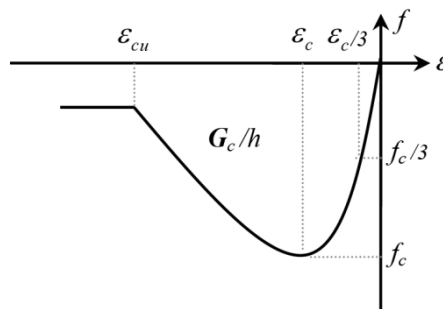


Figura 11– Resposta à compressão do concreto.

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

$$\epsilon_c = -\frac{5 \cdot f_c'}{3 \cdot E_c} \quad (4)$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_c - \frac{3 \cdot G_c}{2 \cdot h_{cr} \cdot f_c'} \quad (5)$$

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. 9. Os parâmetros de entrada são: resistência à tração (f_{ct}), energia de fratura (G_f) e o comprimento característico do elemento (h).

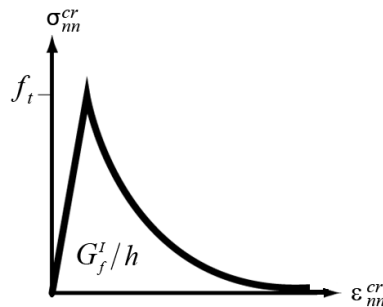


Figura 12– Resposta à tração do concreto.

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 646 elementos quadriláteros com 8 nós com um grau de refinamento maior da malha na região hipotética da formação do cone de concreto. Para simplificação dos modelos e assumindo perfeita aderência na interface conector-concreto, o conector não foi discretizado na malha, tendo sido inserida uma carga distribuída na região onde estaria localizada a cabeça do conector, conforme a Fig. 13. Foi adotado o Estado Plano de Tensões nas análises.

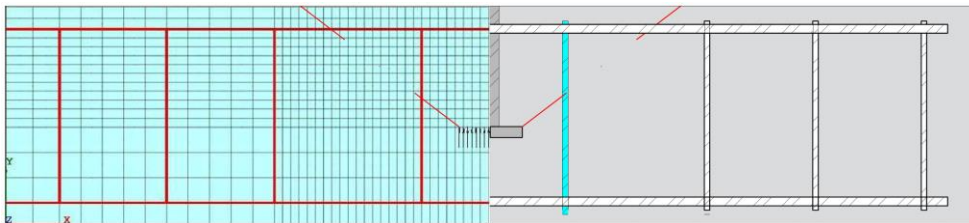


Figura 13– Malha de elementos finitos.

Estudo paramétrico. Foi realizado um estudo paramétrico variando as propriedades do concreto como f_{ct} , G_f e E_c , com o objetivo de verificar qual a influência desses parâmetros nos resultados obtidos a partir da análise não-linear. A parametrização foi realizada no espécime A4-5-50-0 devido apresentar menor taxa de armadura na região do cone e possivelmente menor influência na resistência ao arrancamento do cone de concreto.

Diante das propriedades do concreto analisadas, foi avaliado o comportamento do espécime perante a mudança de cada parâmetro. A carga foi aplicada como força e foi usado o método de interações *Newton-Raphson*, definindo 80 passos de carga e uma quantidade de 200 operações.

A validação dos modelos computacionais foi feita a partir da comparação das respostas carga x deslocamento no meio do vão experimental e computacional. A Fig. 14 mostra os resultados da análise paramétrica, pode-se observar que os resultados de $E_c=23000$ MPa, $f_{ct}=\dots$

1,44 MPa e $G_f=0,082$ N.mm proporcionaram melhores respostas, sendo estas definidas como padrão para o restante das análises.

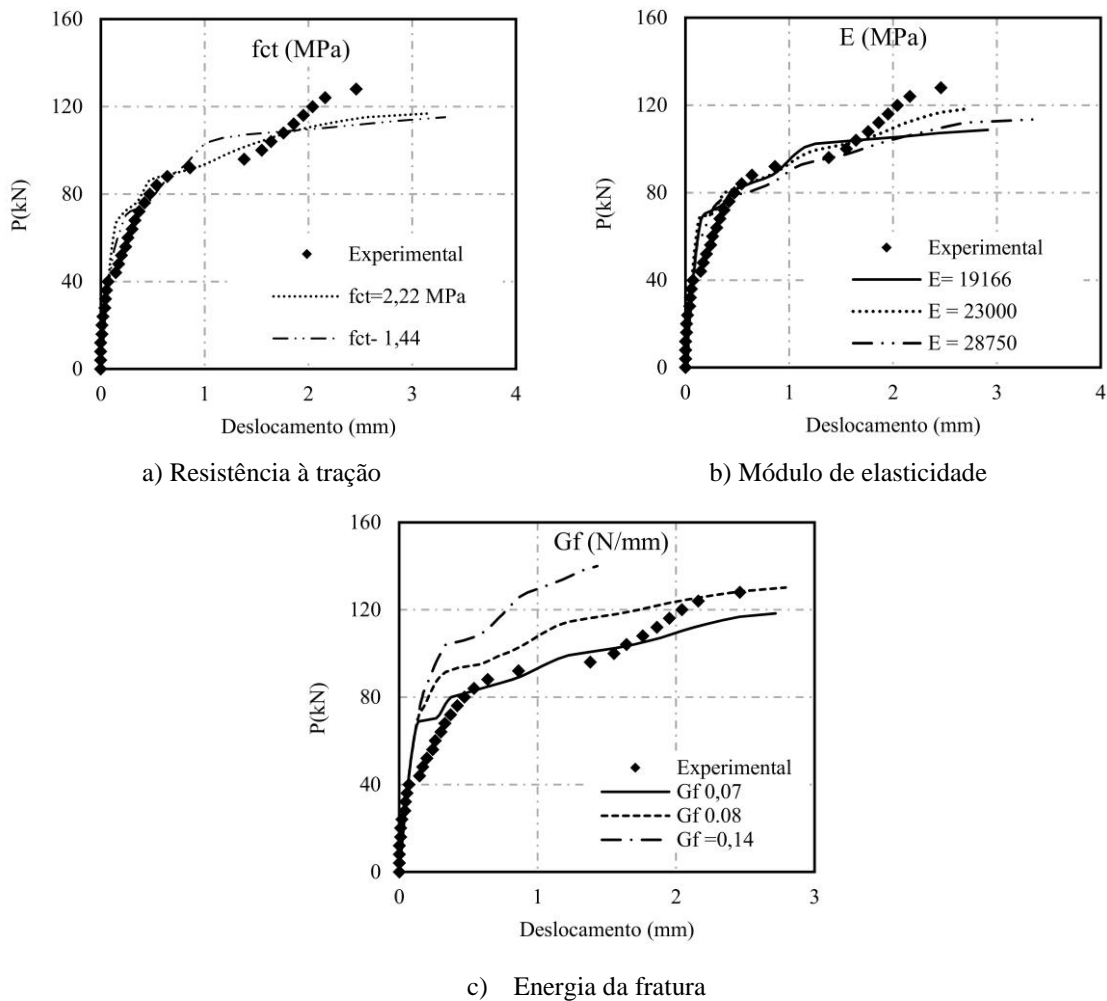


Figura 14. Gráficos carga x deslocamento para as diferentes variações dos parâmetros do concreto.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

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

4.1 Resposta carga-deslocamento e carga de ruptura

A Fig. 15 apresenta os resultados de carga x deslocamento no meio do vão dos modelos finais para todos os espécimes. A Tabela 2 apresenta as cargas de ruptura dos modelos. Ainda na Tabela 2 é feita uma comparação entre as cargas medidas com os valores normativos de resistência ao arrancamento. Para o modelo A4-6-62-0, houve algumas limitações quanto ao monitoramento, e alguns dos dados finais de flecha foram perdidos, mas pode-se observar que os dados experimentais e computacionais são praticamente os mesmos até onde foi monitorado.

Quanto ao modelo A4-6-125, a resposta é praticamente a mesma do experimental, com uma diferença na ruptura, observa-se uma maior ductilidade do modelo computacional.

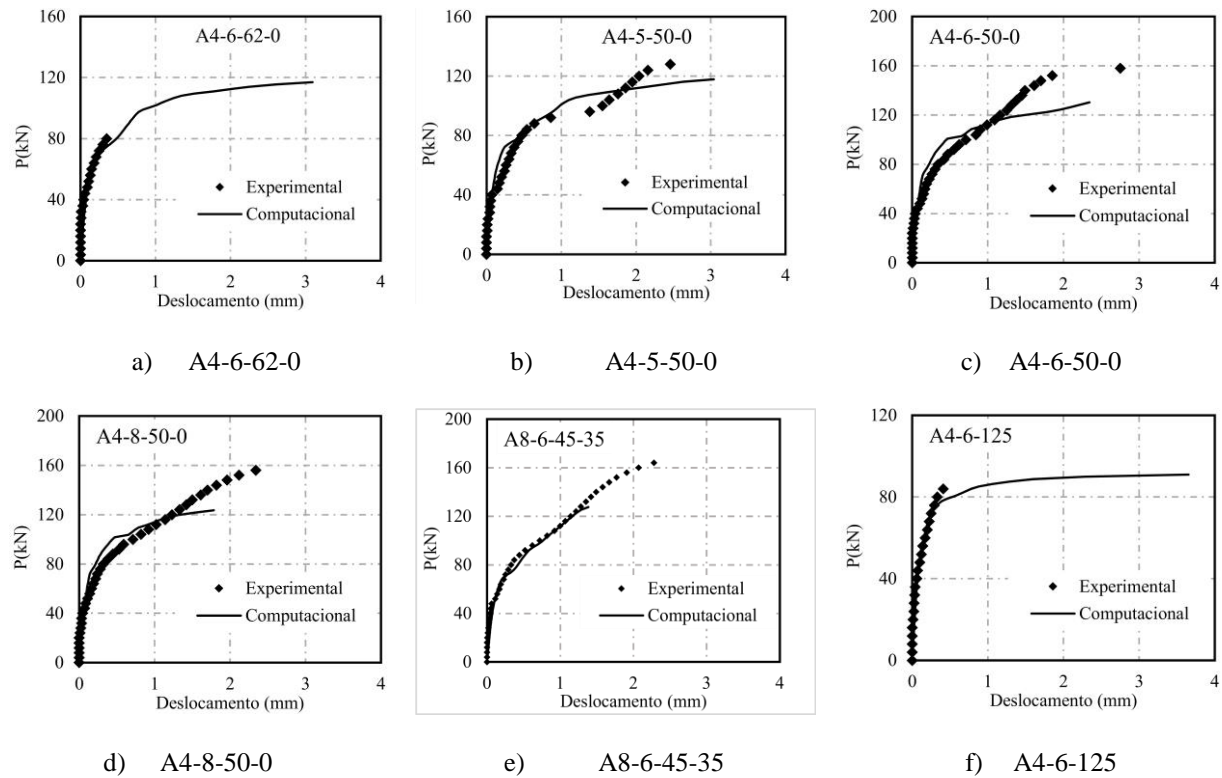


Figura 15– Gráficos carga x deslocamento no meio do vão comparando os modelos experimental e computacional.

De forma geral, as respostas foram satisfatórias, mostrando boa concordância entre os modelos computacionais e experimentais. Com uma certa disparidade apenas na carga de ruptura dos espécimes A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A8-6-45-35, como observado na Tabela 2, os quais chegaram a ruptura do cone de concreto com relação $N_{u,exp} / N_{u,comp}$ igual a 1,21; 1,29 e 1,32, respectivamente. Sendo a relação ideal igual a 1.

As formulações das normas para previsão da carga última ao arrancamento, quando comparadas pela relação $N_{u,exp} / N_{u,ACI-fib}$ se mostram muito conservadoras, pelo fato da não consideração da parcela de resistência do concreto.

Tabela 2. Cargas de ruptura

Espécime	$N_{u,exp}$ (kN)	$N_{u,comput}$ (kN)	$N_{u,ACI-fib}$ (kN)	$\frac{N_{u,exp}}{N_{u,comp}}$	$\frac{N_{u,exp}}{N_{u,ACI-fib}}$	$\frac{N_{u,comp}}{N_{u,ACI-fib}}$
A4-6,3-62-0	112	116,9	69,9	0,96	1,60	1,67
A4-5-50-0	128	117,8	49,5	1,09	2,58	2,38
A4-6-50-0	158	130,3	69,9	1,21	2,26	1,86
A4-8-50-0	159,5	123,6	100,5	1,29	1,59	1,23
A8-6-45-35	168	127,6	139,8	1,32	1,20	0,91
A4-6-125	88	91,0	69,9	0,97	1,26	1,30

Tabela 3. Resumo estatístico das relações entre os modelos

	Resumo estatístico		
	$N_{u,exp}$	$N_{u,exp}$	$N_{u,comp}$
	$N_{u,comp}$	$N_{u,ACI-fib}$	$N_{u,ACI-fib}$
Média	1,14	1,75	1,56
DP	0,16	0,56	0,52
CV(%)	14%	32%	34%

Pode-se observar, ainda na tabela 2, que mesmo quando se compara os modelos computacionais com as formulações normativas, as respostas ainda se afastam da unidade, mostrando melhor correlação dos modelos computacionais com os experimentos.

Na tabela 3, são apresentados a média, desvio padrão e coeficiente de variação das relações entre os modelos analisados. Nota-se a resposta entre as cargas de ruptura dos experimentos e modelos computacionais é a que apresenta melhor correlação, com a média próxima da unidade, desvio padrão baixo, e coeficiente de variação de 14% que indica pouca dispersão dos resultados.

4.2 Resposta carga-deformação na armadura de flexão

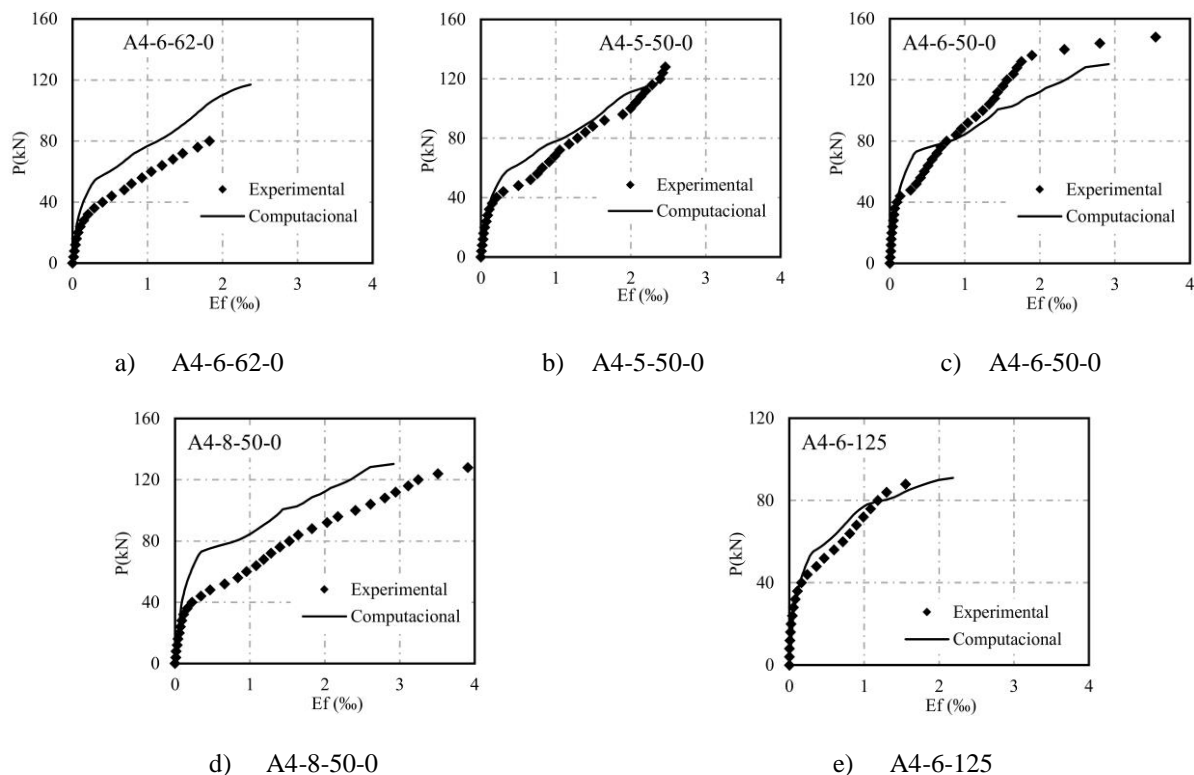


Figura 16– Gráficos carga x deformação na armadura longitudinal comparando os modelos experimental e computacional.

A Fig. 16 apresenta as respostas para o gráfico carga x deformação nas armaduras de flexão dos espécimes, sendo E_f a deformação na armadura de flexão. As respostas dos

modelos computacionais apresentaram um padrão de comportamento bem próximo ao das respostas geradas pelos ensaios experimentais. Com maior rigidez dos modelos computacionais para os espécimes A4-6-62-0 e A4-8-50-0.

4.3 Resposta carga-deformação na armadura complementar

De forma geral, a resposta carga x deformação da armadura complementar foi satisfatória, com diferenças maiores para o modelo A4-6-62-0, que se afastou do que foi observado experimentalmente, absorvendo carga até quase 80 kN sem sofrer deformações, enquanto que o experimental vem deformando desde o começo do carregamento.

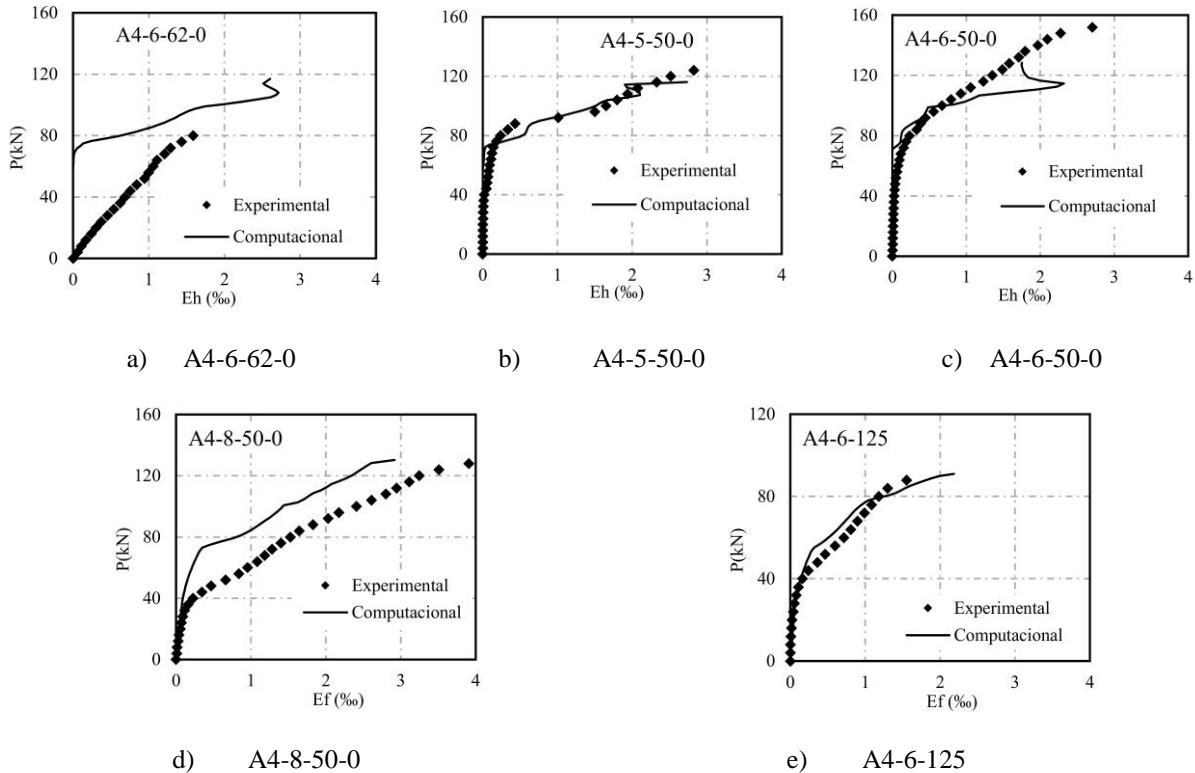


Figura 17– Gráficos carga x deformação na armadura complementar comparando os modelos experimental e computacional.

A Fig. 18 mostra os resultados de carga x deformação na armadura complementar para o espécime A4-6-45-35, que possui 8 “pernas” interceptando o cone, observou-se que a primeira camada de estribos deformou praticamente igual na região elástica, com uma região elástica um pouco maior para o computacional e divergindo o comportamento na região plástica. Para a segunda camada de estribos, observou-se que no ensaio experimental houve pouca absorção de carga por parte da armadura e ela praticamente não deforma, enquanto que o computacional absorve bem mais carga e conseqüentemente deforma mais. Partindo desta análise, a segunda camada de armadura do experimental não teve contribuição considerável para a resistência ao arrancamento, enquanto que para o computacional esta armadura influenciou mais para a parcela de resistência última ao arrancamento.

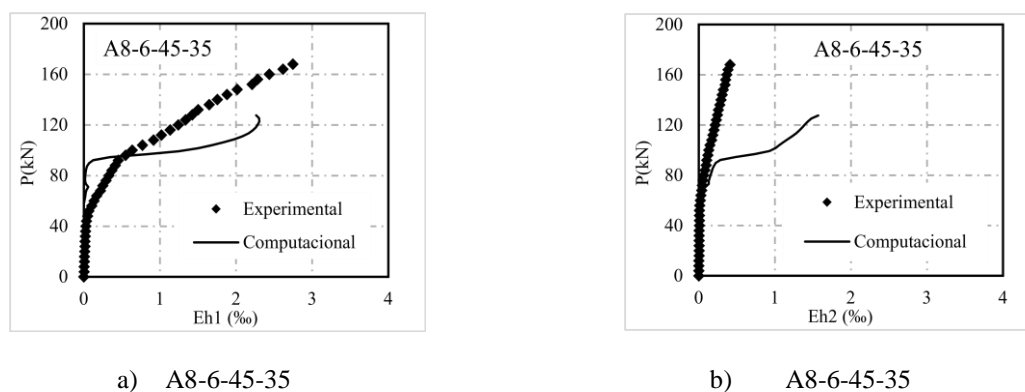


Figura 18– Gráficos carga x deformação na armadura complementar comparando os modelos experimental e computacional.

5 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 contribuição de armaduras complementares na resistência ao arrancamento de conectores de aço embutidos em vigotas de concreto. Os modelos computacionais mostram boa concordância com os experimentos, apesar de a previsão da carga última ter sido menor para a maioria deles, com os modelos A4-6-50-0, A4-8-50-0 e A4-6-45-35 apresentando maior variação.

No que diz respeito ao ganho de resistência, os resultados apontados corresponderam às respostas esperadas. As armaduras complementares dispostas próximas ao conector são mais eficientes, bem como as com maior diâmetro. As armaduras complementares contribuem para a resistência ao arrancamento dos conectores, onde as que são dispostas próximas do conector são mais eficientes, bem como as com maiores diâmetros.

A não consideração da contribuição do concreto na resistência ao arrancamento por parte das normas apresentadas, gera um certo conservadorismo, com resultados de resistência até duas vezes menores que os encontrados nos modelos computacionais e nos ensaios experimentais.

Portanto, é mais eficiente dispor em uma mesma distância do conector uma maior quantidade de “pernas”, interceptando o cone de concreto, com distância não superior a $0.5 h_{ef}$, do que distribuir em camadas com diferentes espaçamentos do conector. Haja vista que a ancoragem das camadas subsequentes poderá ser menor e conseqüentemente poderá ter menor contribuição para resistência ao arrancamento.

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

ACI Commite 318, Bulding Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan, 2014.

Ashour, A. F. E Alqedra, M. A. Concrete breakout strength of single anchors in tension using neural networks. *Advances in Engineering Software* 36, p.87–97, 2005.

Bujnak, J.; Bahleda, Farbak, M. Headed fastenings acting in cooperation with supplementary steel reinforcement. *Procedia Engineering* 91, p.250-255. 2014.

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.; Mallée, R.; Silva, J. F. Anchorage in Concrete Construction. 1^o edition, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. 2006.

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 From Theory to Applications*. Editors: Elfgren, L., Chapman and Hall, London, New York. pp. 281-299, 1989.

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.

fib Bulletin 58. Fédération Internationale du Béton. Design of Anchorages in Concrete., Lausanne, Switzerland, 2011

Feenstra, P. H., 1993. Computational aspects of biaxial stress in plain reinforced concrete. Phd thesis. Department of Civil Engineering, Delft University of Technology.

Fontenelle, E. G. Resistência à tração de pinos de ancoragem isolados pré-instalados – influência da armadura de flexão e cisalhamento. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Goiás, 2011

Henriques, J.; Raposo, J. M.; Silva, L. S.; Neves, L. C. Tensile resistance of steel-reinforced anchorages: experimental evaluation. *ACI Structural Journal*, V. 110, No. 2, March-April. 2013.

Lee, N. H.; Kim, K. S.; Bang, C. J.; Park, K. R. Tensile-headed anchors with large diameter and deep embedment in concrete. *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 4, 2007.

Nilsson, M. E Elfgren, L. Fastnenings (Anchor Bolts) in Concrete Structures - Effect of Surface Reinforcement on. *Nordic Symposium on Nuclear Technology*. 2009.

Ozbolt, J. E Eligehausen, R. Numerical analysis of headed studs embedded in large plain concrete blocks. *Proceedings of the 2nd International Conference of Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, pp.465-656, 1990.

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.

Petersen, D.; Lin, Z.; Zhao, J.. Behavior and Design of Cast-in-Place Anchors under Simulated Seismic Loading. *DRAFT Final Report (Volume I)*, National Science Foundation for the NEESR Project Funded under Grant. No. CMMI-990712342, Jul, 2013.

Rehm, G.; Schlaich, J.; Schäfer, K.; Eligehausen, R. Fritz-Leonhardt-Kolloquium. *Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton*. *Beton und Stahlbetonbau*, No. 6 and 7, pp. 156-161 and 190-194. 1985.

Rolle, L. Konzentrierte Lasteinleitung mittels Kopfbolzendübel in Stahlbetonstützen. *Diplomarbeit*, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany, 137 pp. (in German). 2003.

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.