

Behavior of reinforced concrete columns strengthened by partial jacketing

Estudo do comportamento de pilares de concreto armado reforçados pela técnica do encamisamento parcial e uso de conectores

D. B. FERREIRA^a
borjadiego5@gmail.com

R. B. GOMES^a
rbggomes@gmail.com

A. L. CARVALHO^b
carvalhoal@hotmail.com

G. N. GUIMARÃES^a
rgilson.natal@gmail.com

Abstract

This article presents the study of reinforced concrete columns strengthened using a partial jacket consisting of a 35mm self-compacting concrete layer added to its most compressed face and tested in combined compression and uniaxial bending until rupture. Wedge bolt connectors were used to increase bond at the interface between the two concrete layers of different ages. Seven 2000 mm long columns were tested. Two columns were cast monolithically and named PO (original column) e PR (reference column). The other five columns were strengthened using a new 35 mm thick self-compacting concrete layer attached to the column face subjected to highest compressive stresses. Column PO had a 120mm by 250 mm rectangular cross section and other columns had a 155 mm by 250mm cross section after the strengthening procedure. Results show that the ultimate resistance of the strengthened columns was more than three times the ultimate resistance of the original column PO, indicating the effectiveness of the strengthening procedure. Detachment of the new concrete layer with concrete crushing and steel yielding occurred in the strengthened columns.

Keywords: columns, strengthening, concrete, bolts.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo do comportamento de pilares de concreto armado reforçados por encamisamento parcial, com o uso de uma camada de 35 mm de concreto auto adensável na face mais comprimida submetidos à flexo-compressão até à ruptura. Foram utilizados parafusos conectores como armadura de ligação entre as duas camadas de concreto de diferentes idades. Foram ensaiados 7 pilares de 2000 mm de altura, sendo 2 peças concretadas monoliticamente nomeadas de PO (pilar original) e PR (pilar de referência). Os outros 5 pilares foram reforçados utilizando uma camada de 35 mm de concreto moldada na face submetida a maior compressão. O pilar PO tinha uma seção transversal retangular de 120x 250 mm e as demais colunas 155 x 250 mm após executado o reforço. Os resultados alcançados mostram que os pilares reforçados atingiram uma resistência de aproximadamente três vezes maior com relação ao pilar PO, demonstrando eficiência da técnica utilizada. Os pilares apresentaram o deslocamento da camada de reforço nas cargas finais, com tendências ao esmagamento do concreto e escoamento do aço.

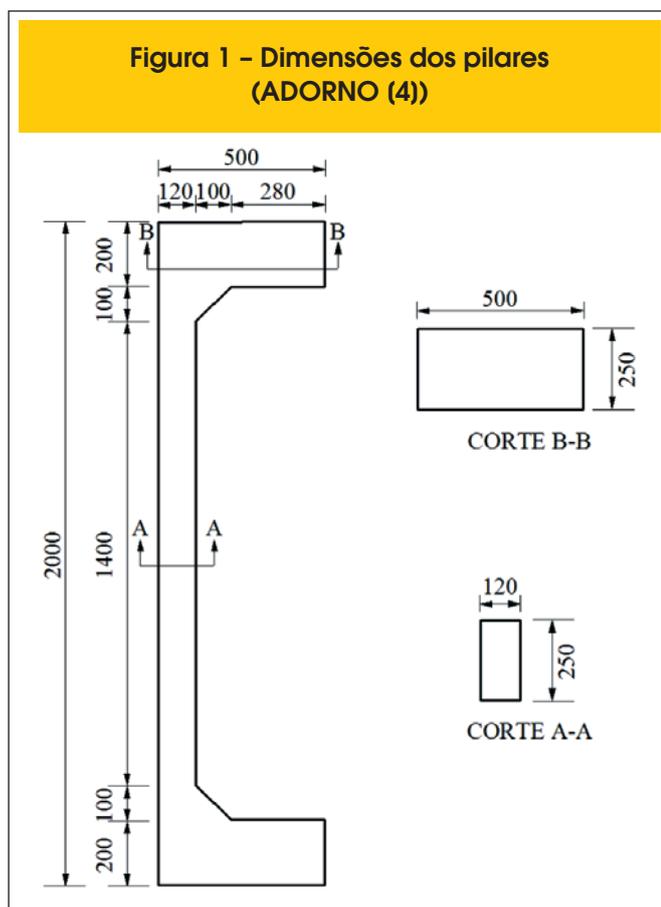
Palavras-chave: pilares, reforço, concreto, parafusos.

^a Federal University of Goiás, School of Civil Engineering, Goiânia, GO, Brazil;

^b Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Department of Civil Engineering, Goiânia, GO, Brazil.

1. Introdução

No campo da construção civil podem surgir manifestações patológicas causadas por uma infinidade de problemas podendo até mesmo resultar na ruína das edificações. Dentre esses problemas podem ser citados, as falhas de projeto e execução, uso de materiais de baixa qualidade e a mudança funcional da estrutura. Diante dessa possibilidade é necessário o desenvolvimento de técnicas de reparo recuperação e até mesmo reforço do elemento estrutural. O estudo da situação e do comportamento dessas estruturas é de grande importância para que se possa executar uma intervenção através de métodos de reforço. São inúmeros os materiais e procedimentos de recuperação e reforço estrutural existentes na construção civil, podendo-se citar: o uso de grautes, concreto auto adensável (CAA), fibra de carbono, protensão exterior, uso de concreto projetado, aumento da taxa de armadura, chapas ou perfis metálicos e aumento da seção transversal existente. Este último exige o atendimento a requisitos que garantam a sua eficácia, dentre os quais se destaca a aderência entre concretos do substrato e reforço. De acordo com Gomes, & Appleton [1] esta técnica de aumento da seção transversal é naturalmente mais adequada quando há necessidade de aumentar a resistência das zonas comprimidas, de incrementar as dimensões da seção ou de adicionar armaduras ficando estas no interior da seção. Este artigo apresenta um estudo do comportamento estrutural de pilares reforçados na região comprimida com aplicação de concreto.



Os pilares deste estudo são submetidos à flexo-compressão reta, utilizando parafusos conectores com a função de aumentar a interação entre o concreto do reforço e substrato. O objetivo é analisar a influência na capacidade portante e eficiência da interação entre as duas camadas de concreto de diferentes idades além do comportamento dos conectores como armadura de interação.

2. Revisão bibliográfica

Ao longo do tempo estudos foram realizados para desenvolver metodologias capazes de criar subsídios que possibilitem obter parâmetros que normalizem o dimensionamento de pilares, dentre estes estudos podem ser citados:

Ibrahim e MacGregor [2] realizaram um estudo analisando 20 pilares (armados e de concreto simples) de concreto de alta resistência com seções transversais retangulares e triangulares.

Os pilares em concreto armado demonstraram um comportamento no qual o cobrimento se destacava do núcleo de concreto para uma deformação média entre 4,0‰ e 4,5‰ para os modelos de seção transversal retangular, e entre 4,7‰ e 5,2‰ para os modelos de seção transversal triangular.

Os pilares de concreto simples apresentaram ruptura caracterizada por grandes acréscimos de deformação na face mais comprimida, aparecendo fissuras verticais próximas aos cantos nessa mesma face, acompanhada da perda de pequenos fragmentos, seguido do surgimento de fissuras na outra face rompendo se forma brusca.

A deformação última de compressão ficou entre 3,75‰ e 4,0‰ para os modelos de seção transversal retangular, e entre 4,2‰ e 4,7‰ para os modelos de seção transversal triangular.

Adorno [3] iniciou uma linha de pesquisa com parceria entre a Universidade de Brasília (UnB) e Universidade Federal de Goiás (UFG) no estudo de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão reta, que utiliza o pilar com as características apresentadas nas Figuras 1 e 2 como pilar original padrão de estudo.

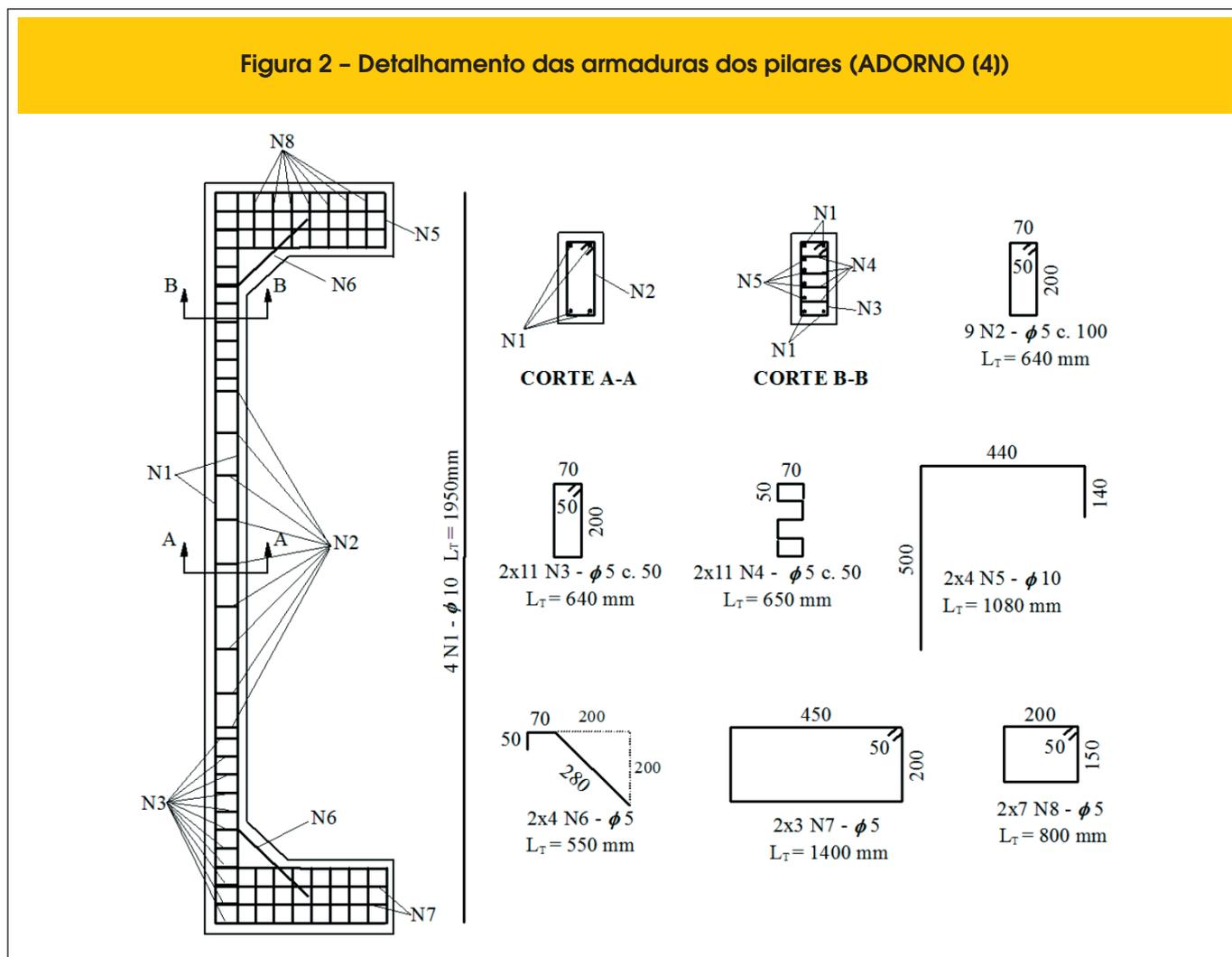
Araújo [4], Omar [5], Sahb [6] e Nascimento [7] continuaram com estudos relacionados a linha de pesquisa iniciada por Adorno [3]. Com exceção de Araújo [4] os demais estudos avaliaram pilares reforçados pela técnica de aumento da seção transversal com o uso de concreto auto adensável e diferentes tipos de conectores como armadura de interação entre o concreto do substrato e do reforço dos pilares.

Omar [5] desenvolveu seus estudos verificando a capacidade portante em vários pilares reforçados por acréscimo de uma camada de concreto auto adensável (CAA) em diferentes faces do elemento estrutural. Os pilares originais foram previamente carregados até atingirem o limite de escoamento das armaduras e posteriormente descarregados e reforçados.

As camadas de concreto foram moldadas em diferentes faces (traçoadas, comprimidas e ambas as faces). Além dos conectores em forma de estribos de Φ 5 mm utilizados por Omar [5] na camada de reforço na região de tração foram instaladas armaduras longitudinais.

Seguindo essa mesma linha de estudo Sahb [6] utilizou como conectores parafusos chumbadores, reforçando pilares apenas na região comprimida, com a adição de armadura de combate à retração. Seu principal objetivo era minimizar os efeitos do deslocamento do reforço impedindo com isso a ruptura brusca das peças.

Figura 2 - Detalhamento das armaduras dos pilares (ADORNO (4))



No trabalho de Nascimento [7] foi utilizado como conectores entre o substrato e o reforço estribos abertos ancorados nos estribos já existentes nos pilares originais. Para tanto foi necessário confeccionar sulcos no substrato das peças até a região dos estribos para ancorar os conectores.

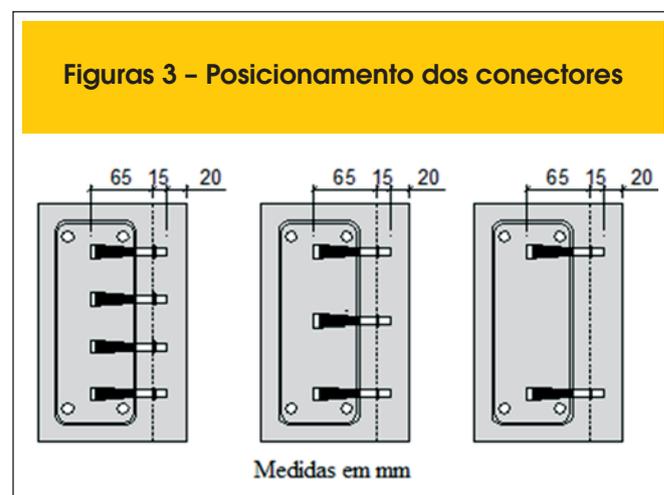
Todos os pilares ensaiados nestes trabalhos, Omar [5], Sahb [6], e Nascimento [7] apresentaram excelentes resultados para o aumento da capacidade portante variando de duas a até próximo de quatro vezes em ganho de resistência, porém em todos os estudos ocorreu a ruptura brusca devido ao deslocamento da camada de reforço, sendo que apenas Nascimento [7] conseguiu que um de seus pilares apresentasse aumento da capacidade portante e se comportasse de maneira dúctil na ruptura não ocorrendo o deslocamento da camada de reforço. Portanto são necessários maiores estudos para minimizar esse efeito.

3. Programa experimental

O desenvolvimento desta pesquisa baseou-se nos estudos desenvolvidos por Adorno [4] e Sahb [6], os pilares ensaiados e os procedimentos experimentais possuem as mesmas características

básicas como: seção transversal do pilar, armaduras, conectores, tipo de concreto, e o procedimento de execução dos ensaios, de forma a criar parâmetros que contribuam no processo de

Figuras 3 - Posicionamento dos conectores



Medidas em mm

execução do reforço estrutural possibilitando a utilização desse tipo de conector.

Foram ensaiados sete pilares de concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm, com o intuito de verificar o comportamento entre as superfícies do substrato e reforço até à sua ruptura.

As peças ensaiadas apresentam seção retangular com dimensões de 120 mm x 250 mm e comprimento total de 2000 mm, moldadas com consolos armados em suas extremidades, com o objetivo de resistir a grande concentração de tensões nessas regiões evitando a ruptura localizada e facilitando a aplicação e transmissão da carga excêntrica.

Os pilares reforçados apresentam uma camada de 35 mm de concreto auto adensável (CAA) aumentando a seção transversal na região comprimida, passando a ter uma seção transversal de 155 mm x 250 mm. Para garantir maior interação entre o reforço e o substrato são utilizados conectores do tipo AF da Âncora Sistema de Fixação. Os conectores são compostos de porca, arruela, jaqueta e pino, fixados manualmente até que

ficasse com 15 mm ancorado na camada de 35 mm reforço, Figura 3.

Foram realizadas duas concretagens utilizando concreto usinado auto adensável (CAA) sendo realizados os ensaios específicos de acordo com a NBR 15823-1, sendo eles: ensaio de abatimento / espalhamento, V-Funil e L-Box esses procedimentos são apresentados na Figura 4.

Na primeira concretagem foram moldadas todas as peças originais e uma peça de referência (dimensões das peças reforçadas), na segunda foram moldadas as camadas de reforço das peças originais. Os ensaios foram divididos em duas séries, sendo a primeira com quatro pilares, um original monolítico "PO" que possuía as dimensões 120 mm x 250 mm, um de referência monolítico "PR" com dimensões dos pilares reforçados, porém moldado em uma única concretagem e dois pilares reforçados com espaçamento vertical de 150 mm entre conectores seguindo a mesma característica do estudo de Sahb [6] nomeados de P150-18 e P150-26, com 18 e 26 conectores respectivamente. Na segunda série foram ensaiados três pilares reforçados com espaçamento vertical de 100 mm com a seguinte nomenclatura P100-26, P100-38 e P100-50, com 26, 38 e 50 conectores respectivamente. Durante a execução do ensaio do pilar P100-26 ocorreu um problema com o atuador hidráulico, sendo necessário interrompê-lo de forma que esse primeiro ensaio teve a nomenclatura de pilar P100-26a e o reensaio da mesma peça até a ruptura, P100-26b com o uso apenas de um relógio R3 e trena. A Figura 5 mostra o esquema de posicionamento dos conectores na face B e C de um pilar reforçado e o aspecto visual de um pilar sem conector.

O procedimento de reforço dos pilares seguiu as seguintes etapas: identificação da posição dos estribos, locação da posição dos conectores, execução dos furos, escarificação, fixação dos conectores, limpeza, saturação e moldagem do concreto de reforço.

Para medir as deformações utilizou-se extensômetros de resistência elétrica da marca EXCEL, posicionados na região central dos pilares, instalados na armadura longitudinal e na superfície da camada de reforço de concreto, Figura 6.

Os relógios com precisão de 0,01 mm e leitura máxima de 50 mm são utilizados para medir os deslocamentos horizontais e verticais, na região central dos pilares também se instalou uma régua milimetrada (trena), como mostrados na Figura 7.

O processo de montagem do ensaio é dividido na seguinte sequência de etapas: posicionamento parcial da peça; instalação dos aparelhos de apoio; posicionamento da célula de carga; posicionamento final da peça; verificação do prumo; marcação e posicionamento dos aparelhos medidores.

As peças são transportadas como auxílio de uma ponte rolante até o local de execução dos ensaios, sendo posicionadas previamente sobre uma estrutura metálica e imobilizadas pelas travas de apoio, as peças são erguidas com o auxílio de um atuador hidráulico de 300 kN até a posição necessária para o posicionamento das chapas metálicas e do atuador hidráulico definitivo.

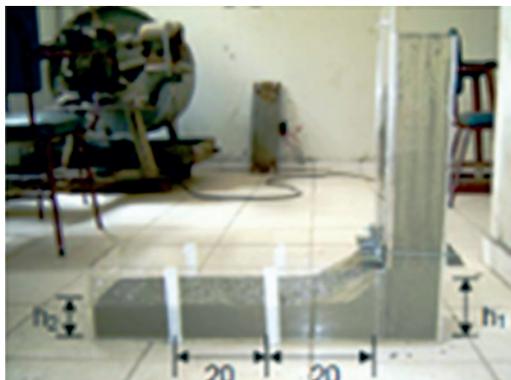
É feita a marcação da posição dos aparelhos de apoio a fim de se garantir a excentricidade estipulada, fixa-se as chapas metálicas e os aparelhos de apoios com gesso pedra. Após a cura do gesso pedra dos apoios, posiciona-se a célula de carga ligada à leitora em funcionamento para que não ocorram erros de leitura de cargas e verifica-se o prumo, a peça é erguida com o atuador hidráulico até a fixação completa.

Figura 4 – Ensaios do concreto fresco (CAA)



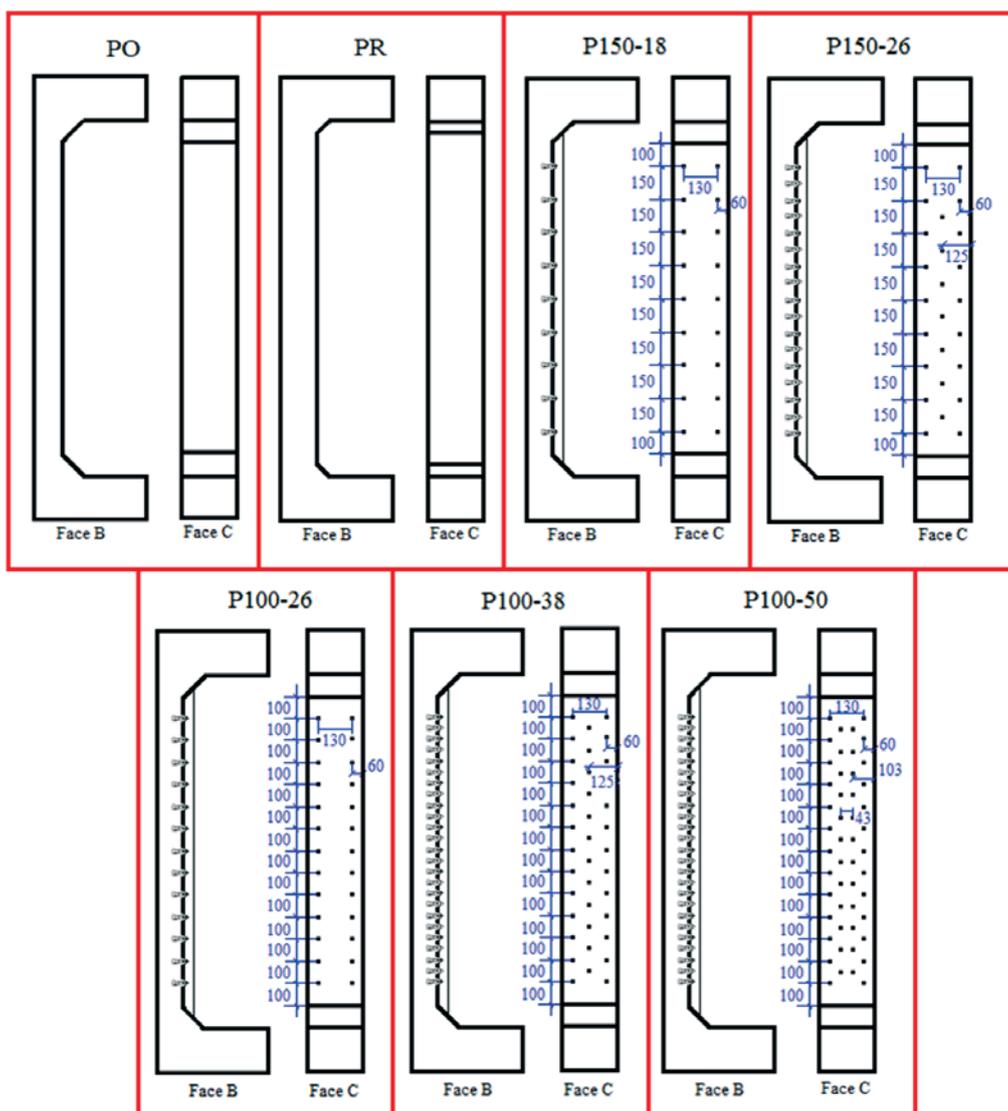
A Espalhamento

B V-funil



C L-box

Figura 5 – Mapeamento da posição dos conectores nos pilares reforçados para execução dos furos e instalação dos componentes



Fixada a peça com a excentricidade e prumo corretos, é feita a marcação e instalação dos relógios, trena, e extensômetros do concreto, conecta-se os extensômetros ao aparelho transdutor e ao computador, sendo feita uma leitura teste de todos os equipamentos.

O ensaio é executado observando um passo de carga previamente estabelecido, a cada execução do devido passo de carga é anotada a carga atuante, também é feita a leitura dos extensômetros através do computador, as leituras dos relógios e as fissuras são registradas nas planilhas e devidamente marcadas na peça com o uso de pincel atômico.

Todo o procedimento é monitorado por meio de comparações das leituras através do uso de planilhas, uma vez que as peças alcancem um nível de deformação considerado próximo da ruptura,

os relógios são retirados para preservação dos equipamentos, o passo de carga é diminuído pela metade e feito a leitura dos extensômetros e da trena até o momento seguro que antecede a ruptura. A peça é levada à ruptura e carga última é anotada. Todo o aparato experimental está ilustrado na Figura 8.

4. Resultados e discussões

4.1 Deslocamentos

Os máximos deslocamentos foram registrados pelos relógios R3 posicionados na região de meia altura dos pilares, a Figura 9 apresenta o comportamento do deslocamento máximo de todos os pilares. A

Figura 6 - Posição dos extensômetros instalados nas armaduras longitudinais e no concreto da face comprimida

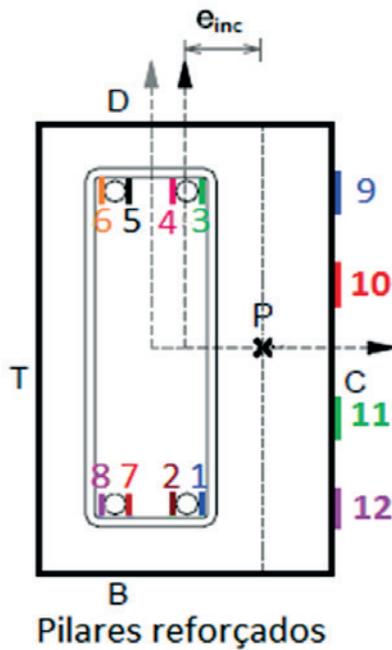
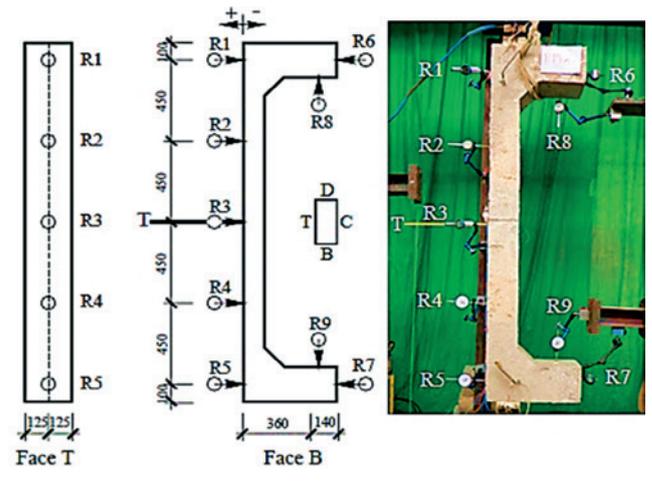


Figura 7 - Posicionamento dos relógios medidores de deslocamento e trena



linha pontilhada definida como $l/250$ se trata de um deslocamento limite que a norma NBR 6118 [8] estabelece para peças fletidas no estado limite de deformação excessiva, utilizada neste estudo apenas como parâmetro de comparação de deslocamento limite. O maior deslocamento foi registrado pelo pilar monolítico original PO com deslocamento máximo de $\delta_{max} = 26,02$ mm, seguido pelo também monolítico pilar de referência PR, dentre os pilares

Figura 8 - Aparato experimental para execução dos ensaios de flexo-compressão reta

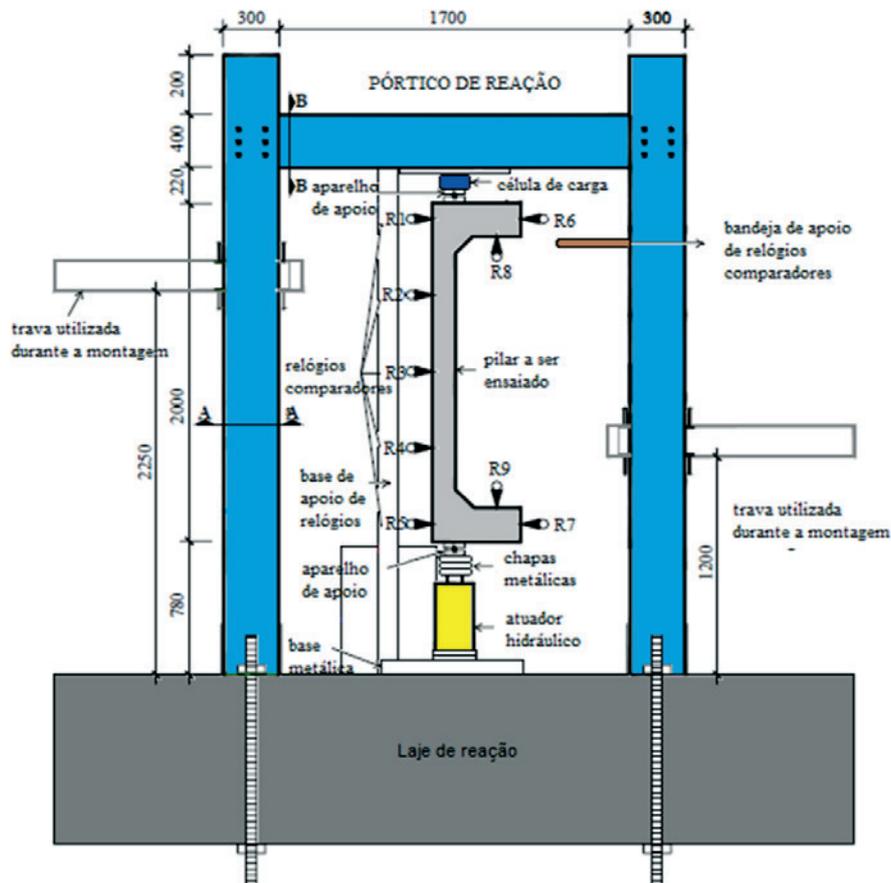
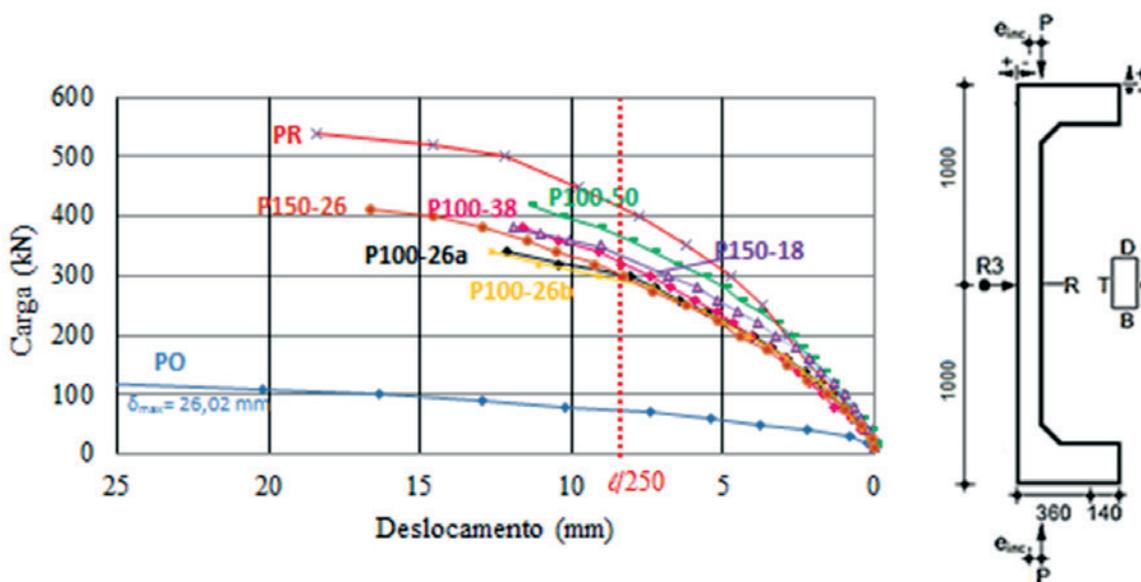


Figura 9 – Deslocamento do relógio R3 de todos os pilares



reforçados o pilar P150-26 que apresenta 26 conectores instalados apresentou o maior deslocamento.

Podem-se identificar três seções nessas curvas. A primeira ocorre nas primeiras cargas desde a origem até o momento em que se inicia a fissuração que é indicada pela mudança de inclinação da curva, a partir desse momento, devido a perda de rigidez dos pilares as curvas tendem a se aproximarem da horizontal de maneira que é observada uma nova mudança de inclinação na qual a curva se aproxima ainda mais da horizontal, essa terceira seção é caracterizada pelo grande deslocamento para pequenos incrementos de carga indicando a aproximação da ruína da peça.

Todos os pilares reforçados apresentaram curvas com inclinação menor que os pilar PO, indicando que com o reforço os pilares tendem a um menor deslocamento, com relação ao pilar monolítico PR moldado com as mesmas dimensões dos reforçados, as curvas apresentam uma inclinação semelhante.

Os pilares reforçados apresentam um ganho de rigidez conforme se aumenta a quantidade de conectores, a curva do pilar P100-50 no qual se instalou a maior quantidade de conectores é a que mais de aproxima do pilar PR.

4.2 Deformações no aço

Para análise das deformações nas armaduras longitudinais na face tracionada (Face T), considerou-se dentre os extensômetros instalados na região de meia altura das peças o que apresentou maior deformação. O diagrama carga x deformação das armaduras longitudinais mais tracionadas está exposto na Figura 10.

Com exceção do pilar P150-18 que sofreu uma pequena compressão no início da solitação, os demais pilares tiveram a armadura na face mais tracionada sendo solicitada a tração desde o início do ensaio.

Embora apenas a curva do pilar PO cruze o limite de escoamento obtido por ensaios de tração no aço, indicado pela linha tracejada é possível afirmar que as armaduras dos demais pilares tenderam ao escoamento ou até escoaram no caso do pilar P100-38 e P100-26, uma vez que as últimas leituras antecedem imediatamente a ruptura e a horizontalidade das curvas associadas a grande deformação para um pequeno incremento de carga indica essa tendência.

A rigidez dos pilares reforçados aumentou conforme a taxa de conectores instalados crescia. Os pilares reforçados, com exceção

Figura 10 – Curvas carga x deformação da armadura mais tracionada

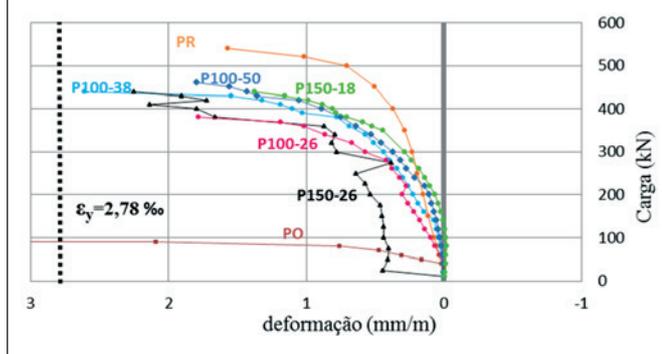


Figura 11 – Curvas carga x deformação da armadura menos tracionada

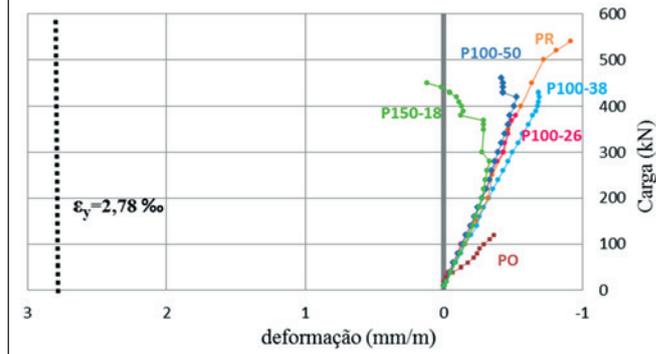
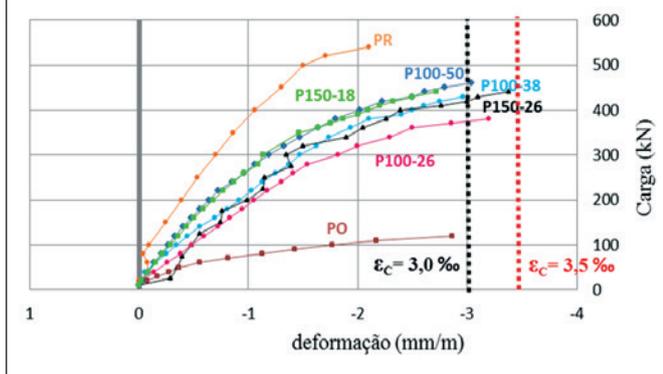


Figura 12 - Curvas carga x deformação do concreto



do Pilar P150-18, apresentam deformações nas armaduras maiores que as do pilar PR e menores do que as do PO.

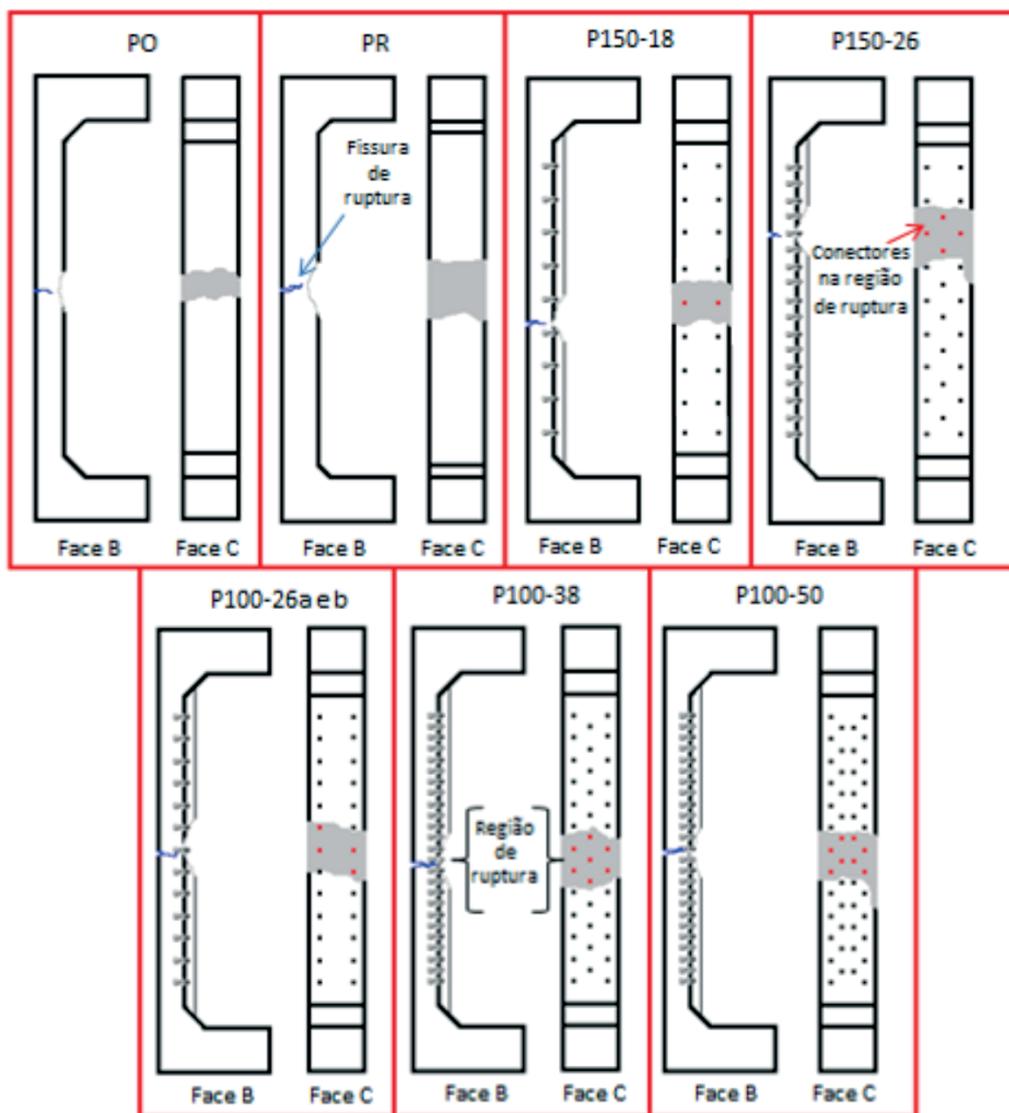
A Figura 11 apresenta o diagrama carga x deformação das armaduras longitudinais mais comprimidas ou menos tracionadas. As armaduras menos tracionadas começaram a ser solicitadas desde o início da aplicação de carga, o pilar PR apresentou a maior deformação da armadura comprimida.

Os pilares reforçados exceto P100-26 apresentam uma mudança de direção das curvas nas últimas leituras indicando que as armaduras passaram a ser tracionadas e num dado momento a linha neutra passou por essas armaduras, o mesmo não ocorre com os pilares monolíticos PO e PR.

4.3 Deformações no concreto

Para análise das deformações do concreto foi considerado o extensômetro que apresentou maior deformação. A Figura 12 mostra as curvas de carga x deformação do concreto de todos os pilares. Como parâmetro para indicar o esmagamento do concreto foram

Figura 13 - Esquema da superfície de ruptura



utilizadas a norma ACI 318 [9] que estabelece o início do esmagamento com uma deformação de 3,0 mm/m identificada pela linha pontilhada em preto e a NBR 6118 [8] que estabelece 3,5 mm/m, identificada em vermelho.

Todos os pilares reforçados com exceção do pilar P150-18, atingiram o limite de esmagamento do concreto estabelecido pelo ACI, os pilares monolíticos PO, PR e o reforçado P150-18 apesar de não atingirem o limite de esmagamento apresentaram tendência a tal comportamento, o que é caracterizado pela horizontalidade das curvas e o grande aumento de deformação para pequenos incrementos de carga. Nenhum pilar alcançou o limite estabelecido pela NBR sendo que o pilar P150-26 foi o que mais se aproximou desse parâmetro. Todos os pilares apresentaram comportamento de compressão desde o início da aplicação de carga.

Observa-se que os pilares reforçados apresentam comportamento similar, as deformações no concreto dos pilares P100-50 e P150-18 são praticamente idênticas, no pilares P100-38 e P150-26 as deformações também se assemelham para um mesmo carregamento. A curva do pilar P100-26 se apresenta abaixo das demais curvas com exceção do pilar PO, podendo ser explicado pelo fato do pilar P100-26 ter sido carregado e posteriormente devido a problemas no atuador hidráulico descarregado, reiniciando o ensaio com a peça já fissurada diminuindo sua rigidez.

Os pilares reforçados apresentaram suas curvas entre as curvas dos pilares monolíticos PO e PR, demonstrando maior rigidez em relação a PO e menor a PR.

4.4 Cargas e modo de ruptura x taxa de conectores

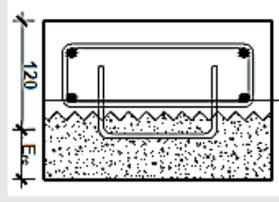
Com o objetivo de avaliar o ganho de resistência e a relação com a taxa de conectores, tomou-se como parâmetro de referência os pilares monolíticos PO e PR (Figura 13). A taxa de conectores foi definida como a razão entre a área total da seção transversal de conectores pela área da interface entre o substrato e a camada de reforço, $T_{ch} = (A_{ch}/A_{int}) \times 100$.

Os dados referentes às cargas e modo de ruptura, características do concreto do substrato e do reforço, taxa de armadura de interação (conectores) T_{ch} , relação entre os pilares de referência PO e PR estão apresentados na Tabela 1, juntamente com resultados de pesquisas anteriores de Omar [5], Sahb [6] e Nascimento [7], que analisaram pilares semelhantes aos apresentados neste estudo.

Os pilares reforçados apresentaram ganho de carga entre 3,08 e 3,70 vezes a carga do pilar original PO, sendo que esse aumento de carga ocorreu de forma diretamente proporcional ao número de conectores instalados nas peças, com exceção do pilar P150-18 que com a menor taxa de conectores 0,25% teve carga última menor apenas que os pilares P100-50 e o monolítico PR.

Os pilares P150-18 e P150-26 tiveram suas cargas de ruptura menores com relação a PA-R9S e PB-R9-8S de Sahb [6], que são iguais em distribuição e número de conectores, essa diferença de carga de ruptura é relacionada à diferença de resistência característica à compressão do concreto, uma vez que as peças de Sahb

Tabela 1 – Relação entre taxa de conectores e resistência dos pilares

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	T_{ch} (%)	P_u / P_u (PO)	P_u / P_u (PR)	Modo de ruptura	Tipo de conector
PO	126,7	41,9	-	-	1,00	0,23	EA - EC	-
PR	542,2	41,30	-	-	1,28	1,00	EA - EC	-
P150-18	453,2	41,4	39,7	0,26	3,58	0,84	DR	
P150-26	442,5	41,5	40,1	0,37	3,49	0,82	DR	
P100-26	389,9	43,3	45,0	0,37	3,08	0,72	DR	
P100-38	441,0	43,5	45,5	0,55	3,48	0,81	DR	
P100-50	469,9	43,6	45,7	0,72	3,70	0,87	DR	
PA-R9 _s	553,4	39,9	52,0	0,25	4,36	1,02	DR	
PB-R9-8 _s	626,3	41,2	52,5	0,37	4,94	1,16	DR	
PC35 _o	380,0	25,1	46,2	0,24	3,00	0,70	DR	
PC55 _o	506,0	21,5	46,8	0,24	3,99	0,93	DR	
P7 _N	480,0	38,5	35,0	0,04	3,80	0,89	DR	
P8 _N	520,0	38,2	34,5	0,07	4,10	0,96	EC	

Pilares: PS Sahb (6), PO Omar (5), PN Nascimento (7)
 DR - deslocamento do reforço;
 EC - esmagamento do concreto;
 EA - escoamento do aço.

[6] tiveram resistência da camada de reforço cerca de 15 MPa maior que as peças mencionadas além da instalação de armadura de combate à retração.

Com relação aos pilares de Omar [5], o pilar PC35 apresentou carga de ruptura próxima à do pilar reforçado P100-26 que por sua vez apresenta uma taxa de conectores maior. Os pilares de Nascimento [7] tiveram carga de ruptura cerca de 4 vezes maior que a do pilar original PO mesmo com a taxa de armadura pequena e a resistência característica do concreto menor, esse resultado pode ser explicado técnica de reforço empregada na qual eram confeccionados sulcos onde os conectores eram instalados e concretados aumentando a aderência entre os materiais de tal forma que das pesquisas apresentadas o pilar P8N foi o único pilar reforçado que não rompeu por deslocamento da camada de reforço e sim por esmagamento do concreto.

A Tabela 2 apresenta informações dos pilares ensaiados pelos autores citados, como excentricidade, espessura da camada de reforço, deformações máximas registradas e deformação de escoamento das armaduras.

A ruptura em todos os pilares ocorreu na região de meia altura com pequenas variações nos pilares P150-18 e P150-26 como pode ser observado na Figura 14. O aspecto visual da ruptura dos pilares está apresentado na Figura 15.

5. Conclusões

Todos os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura maior que o pilar monolítico original PO variando de 3,08 a 3,70 vezes e menor que o pilar monolítico de referência PR, destacando dentre os pilares reforçados o pilar P100-50 que possuía a maior taxa de conectores com a maior carga de ruptura e o pilar P100-26 que possuía a segunda menor taxa de conectores com a menor carga de ruptura, reforçando a relação entre taxa de conectores e carga de ruptura.

Os pilares reforçados apresentam deslocamentos horizontais reduzidos com relação ao pilar monolítico PO (pilar com dimensões originais da seção transversal 120 x 250 mm). Nos pilares com espaçamento de 100 mm entre os conectores, o uso dos parafusos conectores aumentou a rigidez das peças de maneira que o deslocamento se comporta inversamente proporcional à taxa de conectores.

O comportamento do pilar P100-50 apresentou deslocamento mais próximo do pilar monolítico de referência PR, todos os pilares reforçados tiveram uma rigidez menor com relação ao pilar monolítico PR.

Apenas as deformações nas armaduras do pilar PO que apresenta uma excentricidade maior, ultrapassaram a deformação limite de escoamento ϵ_y obtida em ensaios de tração no aço, todos os

Figura 14 – Aspecto visual do modo de ruptura dos pilares

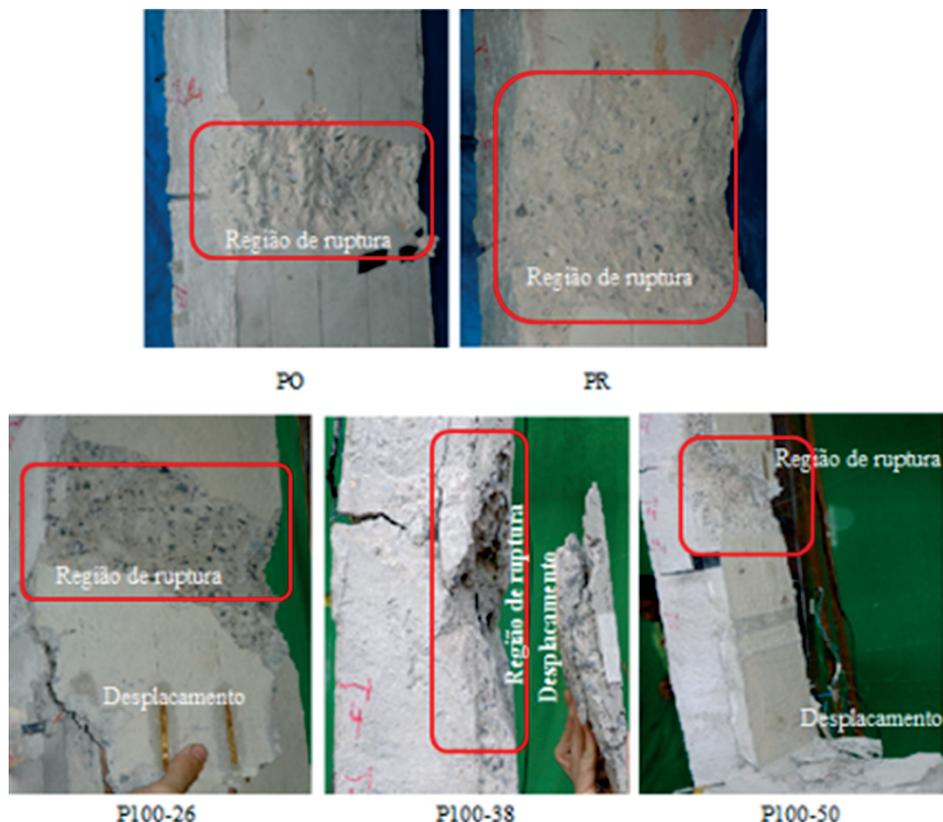


Table 2 – Maximum strains

Column	P_u (kN)	e (mm)	E_{rc} (mm)	ϵ_s max (mm/m)	ϵ_c max (mm/m)	ϵ_y (mm/m)
PO	126,7	60,0	–	>2,78	2,86	2,78
PR	542,2	42,5	–	1,79	2,10	2,78
P150-18	453,2	42,5	35	1,50	2,71	2,78
P150-26	442,5	42,5	35	2,27	3,38	2,78
P100-26	389,9	42,5	35	1,78	3,20	2,78
P100-38	441,0	42,5	35	2,61	2,96	2,78
P100-50	469,9	42,5	35	1,79	3,03	2,78
PA-R9 _s	553,4	42,5	35	1,00	1,37	2,95
PB-R9-8 _s	626,3	42,5	35	1,87	2,68	2,95
PC35 _O	380,0	42,5	35	1,47	2,43	2,87
PC55 _O	506,0	32,5	55	1,43	2,49	2,87
P7 _N	480,0	42,5	35	4,30	–	2,42
P8 _N	520,0	42,5	35	2,30	3,80	2,42

Columns: PS - Sahb (6), PO - Omar (5), PN - Nascimento (7)

e – initial eccentricity;

E_{rc} – thickness of the strengthening layer at the most compressed face;

ϵ_s max – maximum steel strain;

ϵ_c max – maximum concrete strain;

ϵ_y – steel yield strain, obtained by rebar specimen testing.

demais pilares, mesmo com uma excentricidade menor que a do pilar PO, apresentam comportamento que evidenciam a tendência ao escoamento das armaduras longitudinais, haja vista que a partir da aplicação de aproximadamente 80% da carga de ruptura as deformações nos intervalos de cada passo de carga aumentaram de forma significativa levando a peça à ruptura, a curva que mostra o comportamento apresenta inclinação próxima da horizontal reforçando essa tendência de escoamento das armaduras.

Em todos os pilares a ruptura ocorreu por deslocamento da camada de reforço na região central. A rigidez dos pilares ensaiados foi diretamente proporcional à quantidade de conectores utilizados. Também se observou que nenhum conector rompeu por cisalhamento.

São necessários maiores estudos no que se diz respeito à aderência do concreto das diferentes idades, dado o fato do deslocamento momentos antes da ruptura, demonstrando que a ductilidade perfeita não foi alcançada embora tenha ocorrido um grande aumento na resistência das peças.

6. Agradecimentos

À sociedade brasileira que por meio da Capes, CNPq e juntamente com as empresas Realmix, Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada, que disponibilizaram bolsa de estudos e financiaram os materiais necessários para o estudo.

7. Referências bibliográficas

- [1] GOMES, A & APPLETON, J. Strengthening of reinforced concrete structures by use of jacketing. RPEE, Lisboa, 1998.
- [2] IBRAHIM, H. H. H.; MACGREGOR, J. G. Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns. ACI Structural Journal, v. 93, n. 5, p. 585-594, September-October 1996.
- [3] ARAÚJO, L. M. B. Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Submetidos à Flexão Normal Composta. Master's Dissertation. Federal University of Goiás, Goiânia, GO, 196p, 2004.
- [4] ADORNO, A. L. C. Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta. 2004. 399p. Thesis (D.Sc.) – Civil and Environmental Engineering Department /UnB, Brasília, DF, 2004.
- [5] OMAR, M. Y. M. Experimental analysis of reinforced concrete columns strengthened with self-compacting concrete. IBRACON Structures and Materials Journal, 2010.
- [6] SAHB, K. F. P. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Chumbadores. 224f. Master's Dissertation. Federal University of Goiás, Goiânia, Goiás, 2008.
- [7] NASCIMENTO, P. P. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Conectores. Master's Dissertation, Federal University of Goiás, Goiânia, Goiás, 2009.
- [8] ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2007 – Design of Structures in Concrete – Procedures. Rio de Janeiro, 2007.
- [9] ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary – ACI 318M/02. Detroit, American Concrete Institute, 2011.