

ESTUDO EXPERIMENTAL DE REFORÇO DE PILARES UTILIZANDO CONCRETO AUTO ADENSÁVEL

Diego Borja Ferreira¹
Marília Gonçalves Marques¹
Adriana Mikulaschek²
Arnaldo Alves de Araújo³

RESUMO

Este artigo apresenta um estudo do comportamento de pilares de concreto armado solicitados à compressão e excentricidade em apenas uma direção, com uma seção inicial de 120 mm x 250 mm e altura de 2000 mm, reforçados na região comprimida com uma camada de 35 mm de concreto auto adensável. Um dos problemas encontrados foi o deslocamento da camada de concreto do reforço próximo à carga de ruptura, sendo necessários outros estudos para solucionar esse fato. Ocorreu ainda uma redução dos deslocamentos horizontais dos pilares, devido à diminuição da ductilidade. Esses resultados mostram a eficiência da técnica de reforço adotada.

Palavras-chave: pilares; reforço; concreto.

ABSTRACT

This article presents a study of behavior of reinforced concrete columns under compression and one-way eccentricity, with an initial section of 120 mm x 250 mm and height of 2000 mm, strengthened in the compressed area with a 35 mm layer of self-compacting concrete. One of the problems detected was the concrete reinforcement layer spalling near the rupture load, whose solution requires further research. There was also a reduction in columns' horizontal displacements, caused by a decrease in ductility. These results show the effectiveness of the strengthening technique employed.

Keywords: columns; strengthening; concrete.

¹ Mestre em Engenharia Civil

² Mestre em Arquitetura e Urbanismo

³ Engenheiro Civil

INTRODUÇÃO

Varias problemas podem ocorrer no campo da construção civil gerando manifestações patológicas causando até mesmo a ruína das edificações. Dentre eles podem ser citados, as falhas de projeto e execução, uso de materiais de baixa qualidade e a mudança funcional da estrutura. Diante dessa grande diversidade de problemas 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 (1998) 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 tem por objetivo analisar o comportamento estrutural de pilares reforçados na região comprimida com aplicação de concreto, uma vez que essa técnica é uma das mais empregadas na construção civil.

MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento deste estudo usou como base os estudos desenvolvidos por Adorno (2004) e Sahb (2008), os pilares ensaiados e os procedimentos experimentais possuíam as mesmas características básicas como: seção transversal do pilar, armaduras, conectores (Figura 1 e 2), tipo de concreto, e o procedimento de execução dos ensaios, de forma que se criem parâmetros que contribuam no processo de execução do reforço estrutural em que se possa utilizar esse tipo de conector.

As peças ensaiadas apresentam seção retangular com dimensões de 120 mm x 250 mm e comprimento total de 2000 mm, possuindo 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.

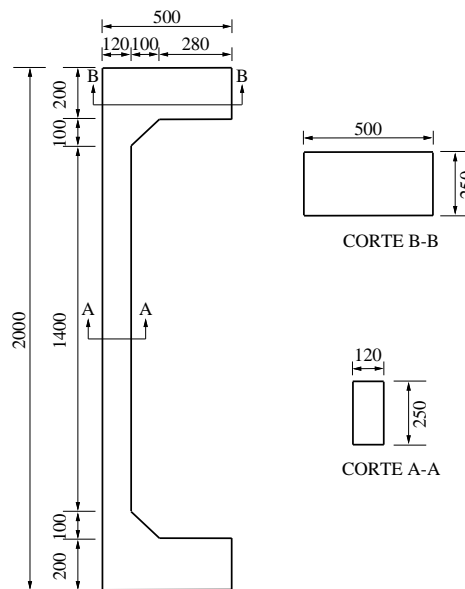


Figura 1 - Dimensões dos pilares (ADORNO 2004)

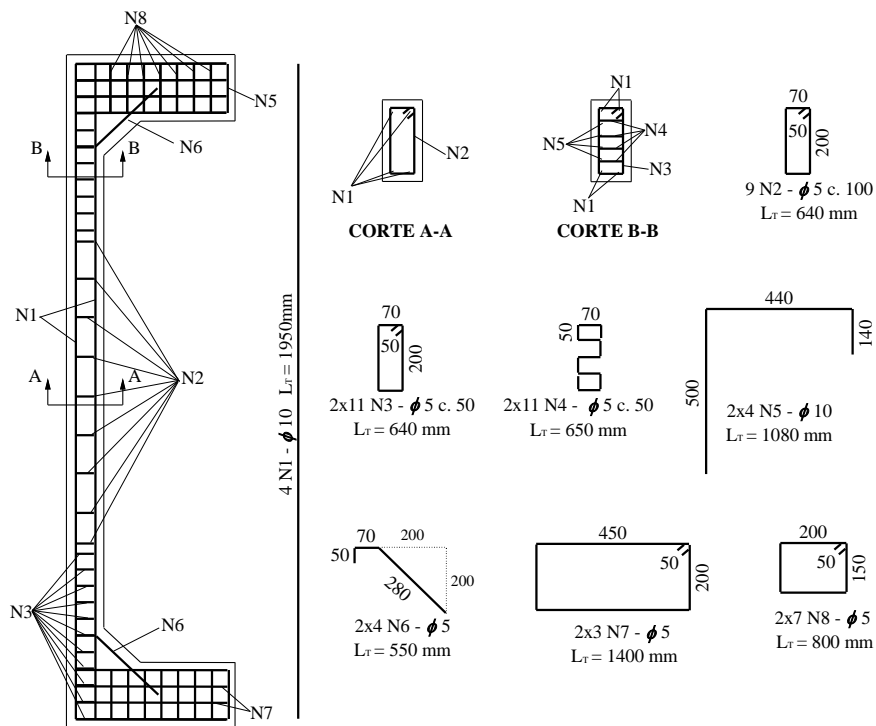


Figura 2 - Detalhamento das armaduras dos pilares (ADORNO 2004)

Foram ensaiados sete pilares de concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta com excentricidade inicial de 60 mm, baseados em pesquisas anteriores de Omar (2010), Sahb (2008) e Nascimento (2009), com o intuito de verificar o comportamento entre as superfícies do substrato e reforço.

O reforço dos pilares foi desenvolvido utilizando uma camada de 35 mm de concreto auto adensável (CAA) para aumentar a seção transversal na região comprimida de maneira que os pilares reforçados passaram a ter uma seção transversal de 155 mm x 250 mm. Para garantir maior interação entre o reforço e o substrato foram utilizados conectores do tipo AF da Âncora Sistema de Fixação. Os conectores eram compostos de porca, arruela, jaqueta e pino, fixados manualmente de maneira que ficasse 15 mm ancorado na camada de 35 mm reforço, (Figura 3).



Figuras 3 - a) parafuso completo, b) parafuso cônico, c) jaqueta, d) porca, e) arruela

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 P150-18 e P150-26 com espaçamento vertical de 150 mm entre conectores seguindo a mesma característica do estudo de Sahb (2008). 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, a última dezena na nomenclatura se refere a quantidade de conectores instalados em cada pilar, dessa forma o pilar P100-26, possuía 26 conectores instalados. 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 4 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.

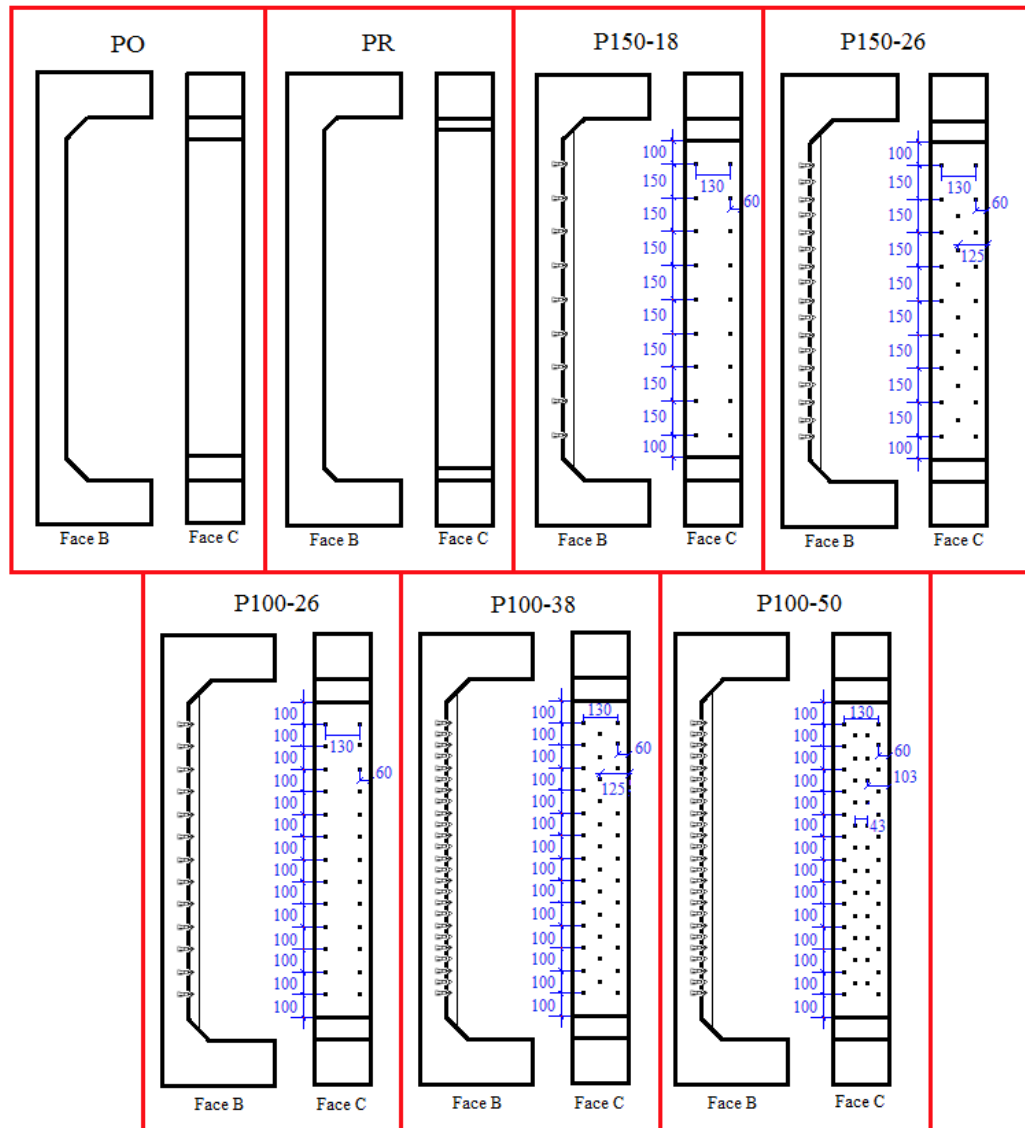


Figura 4 - Mapeamento da posição dos conectores nos pilares reforçados para execução dos furos e instalação dos componentes

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.

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, de forma que quando as peças alcançam um nível de deformação considerado próximo à ruptura, os relógios são retirados para preservação dos equipamentos, sendo diminuído o passo de carga pela metade e feita a leitura dos extensômetros e da trena até o momento seguro que antecede a ruptura. A peça é levada à ruptura e a carga é anotada. Todo o aparato experimental está ilustrado na Figura 5.



Figura 5 – Pilar posicionado para execução do ensaio de flexo-compressão reta

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Deslocamentos

Os máximos deslocamentos foram registrados pelos relógios R3 posicionados na região de meia altura dos pilares, a Figura 6 apresenta o comportamento do deslocamento máximo de todos os pilares. A linha pontilhada definida como $l/250$ se trata de um deslocamento limite que a norma NBR 6118: 2007 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 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.

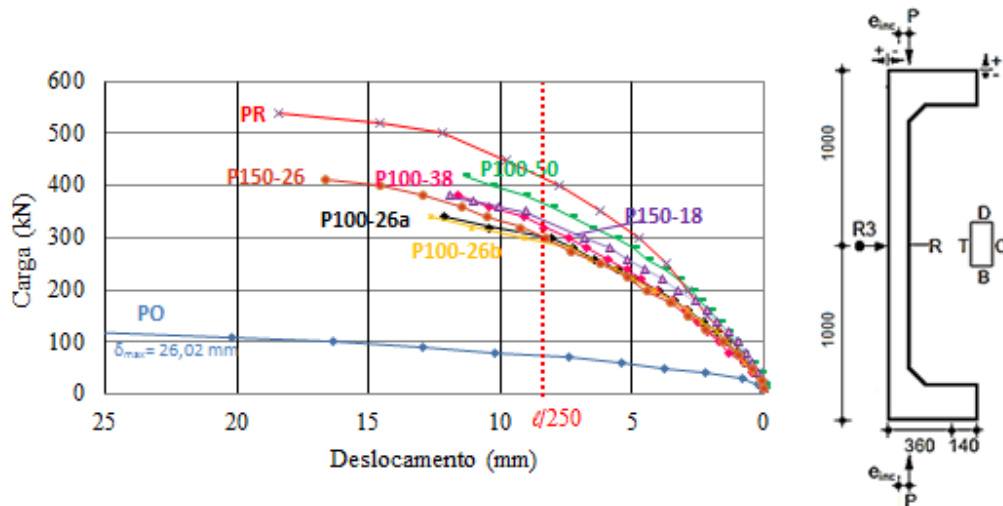


Figura 6 - Deslocamento do relógio R3 de todos os pilares

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 que tem as mesmas dimensões dos reforçados, as curvas apresentam uma inclinação semelhante.

Os pilares reforçados apresentaram um ganho de rigidez conforme se aumentava a quantidade de conectores, a curva do pilar P100-50 que possui a maior quantidade de conectores é a que mais se aproxima do pilar PR.

Deslizamento entre as camadas de concreto

Ao analisar os dados dos LVDT's é possível verificar que próximo à carga de ruptura ocorre um deslizamento entre a camada de concreto de reforço e o concreto do substrato ocasionando com a isso a ruptura brusca devido ao deslocamento. Figura 7.

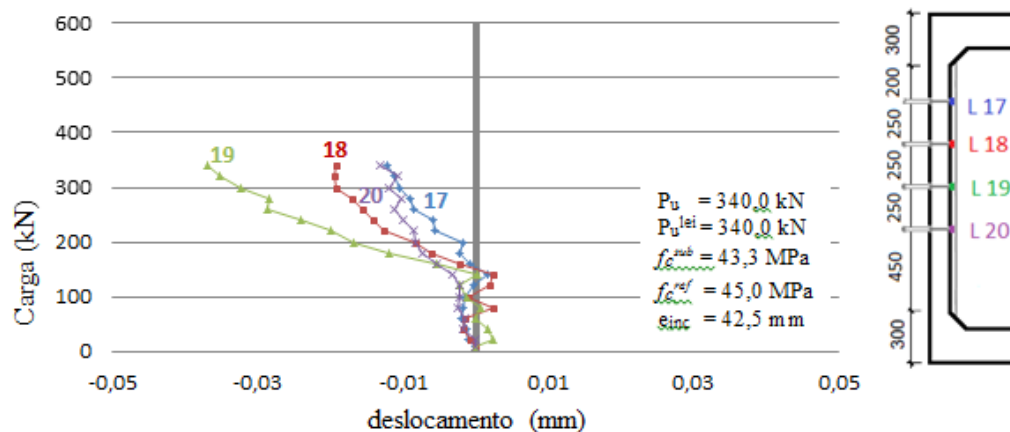


Figura 7 - Deslocamento relativo horizontal do pilar P100-26a

Cargas e modo de ruptura x taxa de conectores

Os pilares monolíticos PO (dimensões 120 mm x 250 mm) e PR (155 mm x 250 mm) foram tomados como parâmetro para análise do ganho de resistência e relação entre a taxa de conectores, que pro sua vez 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, $Tch = (A_{ch}/A_{int}) \times 100$.

Os dados referentes às cargas e modo de ruptura, características do concreto do substrato e do reforço, taxa de armadura de interação (conectores) Tch, relação entre os pilares de referência PO e PR estão apresentados na Tabela [1], juntamente com resultados de pesquisas anteriores de

Omar (2010) Sahb (2008) e Nascimento (2009), 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 numero 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.

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

Pilar	P_u (kN)	f_c^{sub} (MPa)	f_c^{ref} (MPa)	Tch (%)	P_u / P_u (PO)	P_u / P_u (PR)	Modo de ruptura
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.

Os pilares P150-18 e P150-26 tiveram suas cargas de ruptura menores com relação a PA-R9S e PB-R9-8S de Sahb (2008), 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 (2008) 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 (2010), 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 (2009) 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 pela diferente 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 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 8.

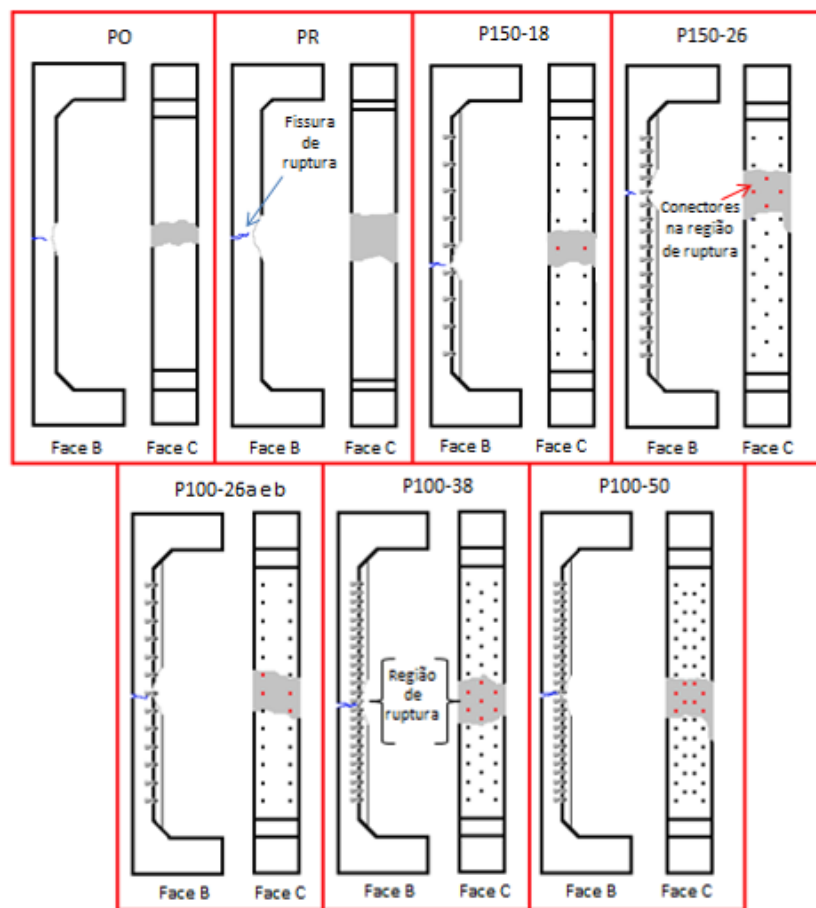


Figura 8 - Esquema da superfície de ruptura

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 tiveram seus 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.

Em todos os pilares a ruptura ocorreu por deslocamento da camada de reforço na região central. A ductilidade 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.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118:2007 - **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary – ACI 318M/02**. Detroit, American Concrete Institute, 2011.

ADORNO, A. L. C. **Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta**. 2004. 399p. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/UnB, Brasília, DF, 2004.

ARAÚJO, L. M. B. **Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Submetidos à Flexão Normal Composta**. Dissertação de Mestrado. UFG, Goiânia, GO, 196p, 2004.

GOMES, A & APPLETON, J. **Strengthening of reinforced concrete structures by use of jacketing**. RPEE, Lisboa, 1998.

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.

NASCIMENTO, P. P. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Conectores**. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2009.

OMAR, M. Y. M. **Experimental analysis of reinforced concrete columns strengthened with self-compacting concrete**. IBRACON Structures and Materials Journal, 2010.

SAHB, K. F. P. **Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Chumbadores**. 224f. Dissertação (Mestrado) UFG, Goiânia, Goiás, 2008.

Recebido em 08 de abril de 2015.

Aprovado em 20 de abril de 2015.