

Columnas de concreto armado reforzados a flexo-compresión con encamisado parcial

D. R. C. de Oliveira^{1*} , I. I. R. Damasceno² , V. H. L. Branco³ 

* Autor de Contacto: denio@ufpa.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i2.276>

Recepción: 23/10/2017 | Aceptación: 21/03/2018 | Publicación: 30/04/2018

RESUMEN

Se investiga el comportamiento de seis columnas a flexo-compresión con sección inicial (120 x 200) mm², sección final (200 x 200) mm² y altura de 1.600 mm, reforzadas en los lados traccionados y comprimidos con revoque preexistente o no. La adherencia entre hormigón nuevo y viejo, y patrón de fisuración fueron satisfactorios. Aunque los pilares revestidos tienen el mismo comportamiento de los no revestidos, incluso cuando el área de hormigón se redujo en aproximadamente 20%, los problemas consistieron en el aplastamiento de la capa de refuerzo inmediatamente antes de la ruptura de los pilares. Este refuerzo resultó ser más adecuado cuando se realiza en la zona comprimida, a través de procedimientos convencionales con o sin capa de revoco de mortero.

Palabras clave: columnas; refuerzo parcial; encaje parcial; concreto armado.

Citar como: D. R. C. de Oliveira, I. I. R. Damasceno, V. H. L. Branco (2018), “*Columnas de concreto armado reforzados a flexo-compresión con encamisado parcial*”, Revista ALCONPAT, 8 (2), pp. 150 - 162, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i2.276>

¹ Associated Professor, Dr., Federal University of Pará, Civil Engineering Department.

² Adjunct Prof., M.Sc., Federal University of South and Southeast of Pará, Civil Engineering Department.

³ Adjunct Prof., M.Sc., Federal Institution of Science, Education and Technology of Pará, Infrastructure Department.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el primer número del año 2019 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del tercer número del año 2018.

Eccentrically-compressed reinforced concrete columns strengthened with partial jacketing

ABSTRACT

The behavior of six uniaxial compression columns is investigated. Specimen featured an initial section of (120 x 200) mm², a final section of (200 x 200) mm² and height of 1.600 mm, strengthened on the tensile and compression sides with plaster or not. Adherence between new and old concrete, and cracking pattern was satisfactory. Although coated columns showed the same behavior to their respective non-coated ones even when concrete area was reduced by approximately 20%, problems consisted in the crushing of the reinforced concrete layer immediately prior to the rupture of the columns. This strengthening proved to be more adequate when undertaken at the columns' compressed zone and may be executed through conventional procedures with or without mortar coating layer.

Keywords: columns; partial retrofit; partial jacketing; reinforced concrete.

Pilares de concreto armado reforçados à flexo-compressão com encamisamento parcial

RESUMEN

Investiga-se o comportamento de seis pilares à flexo-compressão. As amostras apresentaram uma seção inicial de (120 x 200) mm², uma seção final de (200 x 200) mm² e altura de 1.600 mm, reforçadas nos lados tracionados e comprimidos com reboco pré-existente ou não. A aderência entre concreto novo e velho, e padrão de fissuração foram satisfatórios. Embora os pilares revestidos tenham o mesmo comportamento dos pilares não revestidos, mesmo quando a área de concreto foi reduzida em aproximadamente 20%, os problemas consistiram no esmagamento da camada de reforço imediatamente antes da ruptura dos pilares. Esse reforço provou ser mais adequado quando realizado na zona comprimida podendo ser executado através de procedimentos convencionais com ou sem camada de argamassa de reboco.

Palabras clave: pilares; reforço parcial; encamisamento parcial; concreto armado.

1. INTRODUCCIÓN

Aun cuando las estructuras de concreto armado sean consideradas permanentes, éstas presentan problemas patológicos a lo largo de su vida útil. De hecho, algunas estructuras trabajan excepcionalmente bien, mientras otras revelan fallas prematuras. Ciertas fallas son de larga duración a pesar de la incansable búsqueda por la calidad. Metodologías para su prevención y corrección aun requieren cierto desarrollo. Guimaraes *et al.* (2016) relata que diferentes tipos de patologías pueden aparecer en la estructura, lo que, a su vez, causa varios problemas y puede hasta provocar rupturas. Cargas mayores de lo que son calculadas en la fase de proyecto, fallas en el proyecto, variaciones de humedades, procesos de corrosión del concreto armado, variaciones térmicas intrínsecas y extrínsecas al concreto, agentes biológicos y uso inadecuado del material, pueden causar problemas patológicos. Las consecuencias con un nivel inadecuado de seguridad de la estructura (estado límite último) y de condiciones de uso de la construcción (estado límite de servicio), lo que influye en las condiciones funcionales de la estructura. De acuerdo con Gillum *et al.* (2001), un desarrollo reciente en reparación y rehabilitación de estructuras de concreto consiste en capas más finas de refuerzo de concreto armado usadas como encamisado.

Teniendo en cuenta la relevancia del tema las frecuentes demandas por refuerzos estructurales en obras civiles, esta investigación pretende contribuir para la evaluación de refuerzo de columnas y

el análisis de los ensayos experimentales del comportamiento estructural y de la eficiencia del encamisado parcial de columnas de concreto armado, revestidos y no revestidos, sometidos a flexo-compresión normal. Lo expuesto anteriormente justifica el desarrollo de pesquisas sobre el comportamiento estructural del concreto armado, una vez que la técnica de encamisado es normalmente más adecuada para aumentar la resistencia a la compresión, aumento de las secciones transversales y refuerzo del concreto armado (Gomes & Appleton, 1998). Para que el revestimiento sea bien realizado, la ruptura del nuevo concreto debe ser evitada cuando la estructura regrese a las cargas de servicio.

1. REVISIÓN DE LITERATURA

1.1 Método de cálculo

Carga normal y momento flector son predominantes en columnas de concreto armado. Son llamados esfuerzos normales desde que produzcan tensiones normales (tracción y compresión) la sección transversal de la columna, con tasas máximas en su superficie. La situación es común y generalmente, ocurre debido a la rigidez de la conexión o la excentricidad de las fuerzas verticales causadas por las imperfecciones de las construcciones. Frecuentemente las columnas de edificios son afectadas por actividades excéntricas, de modo que una excentricidad inicial (e) debe ser tomada en cuenta en el proyecto estructural. Las columnas de edificios generalmente sufren flexo-compresión normal o inclinada debido a las conexiones entre vigas y columnas, y la posición de ellas en relación con los ejes principales de la sección transversal de las columnas.

El diagrama de iteración fue usado para calcular la resistencia a la flexo-compresión normal, siguiendo las recomendaciones de Wight & Macgregor (2009) y las prescripciones y simplificaciones de la norma ACI 318 (ACI, 2008), en concordancia con los parámetros de la NBR 6118 (ABNT, 2014). Como ejemplo de la metodología de cálculo la Figura 1 muestra una sección transversal de compresión uniaxial en la cual dos capas de concreto armado longitudinal son comprimidos, mientras la capa inferior en la sección transversal A_{s3} es traccionada, donde F_{s1} , F_{s2} y F_{s3} son fuerzas en cada capa de acero, y F_c es la resistencia a la compresión del concreto. La deformación límite adoptada tiene en consideración el aplastamiento del concreto a 3.5‰ y la fluencia del acero a 2.62‰ (ϵ_{s3} , obtenido experimentalmente) para todas las barras de la armadura.

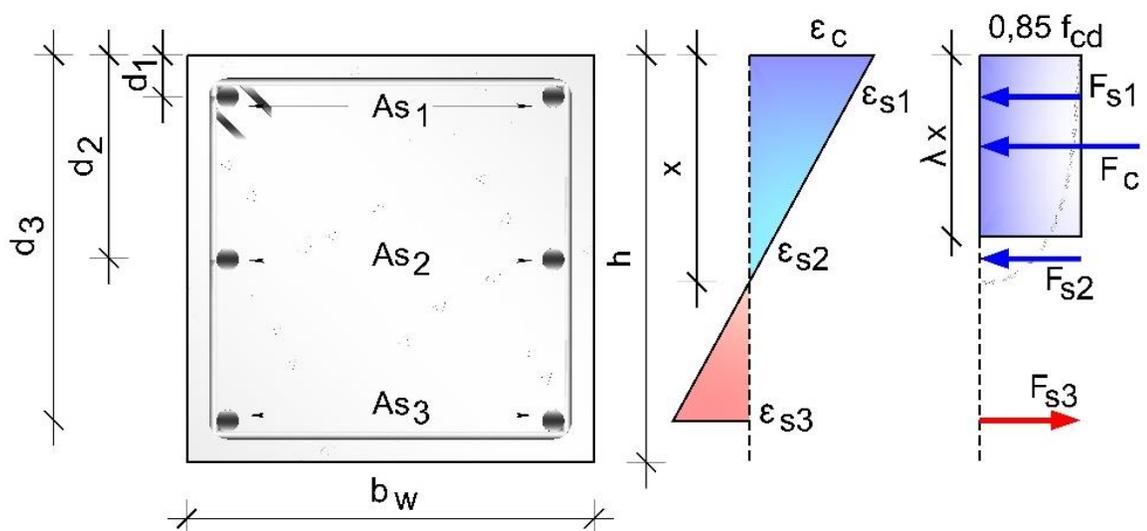


Figura 1. Tensión, deformación y fuerzas resultantes en la sección transversal de la columna.

La Ecuación 1 determina la carga normal máxima aplicada a la columna; La Ecuación 2 la resistencia a flexión tomando en consideración la flexo-compresión normal, donde: f_c es la

resistencia a la compresión; x es la línea neutra; b es el ancho de la sección; ε es la deformación del material; E el módulo de elasticidad del acero; A_s el área de acero; h la altura de la sección; F la fuerza en la capa y d es la altura útil.

Cuando la deformación límite es establecida, la iteración del diagrama puede ser desarrollada, como se muestra en la Figura 2, donde: M es el momento flector; P la carga axial. La Figura 2 muestra posibles iteraciones y planos de acción de los momentos flectores (M_x e M_y) y carga axial (P), acoplado a una simplificación para que el momento flector pueda ser considerado apenas en la dirección principal (M_x), como lo estudiado en el presente trabajo.

$$P_{RK} = 0.68 \cdot f_c \cdot x \cdot b + \sum_{i=1}^n \varepsilon_{si} \cdot E_s \cdot A_{si} = F_c + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad (1)$$

$$M_{RK} = F_c \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot x\right) + \sum_{i=1}^n F_{si} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i\right) \quad (2)$$

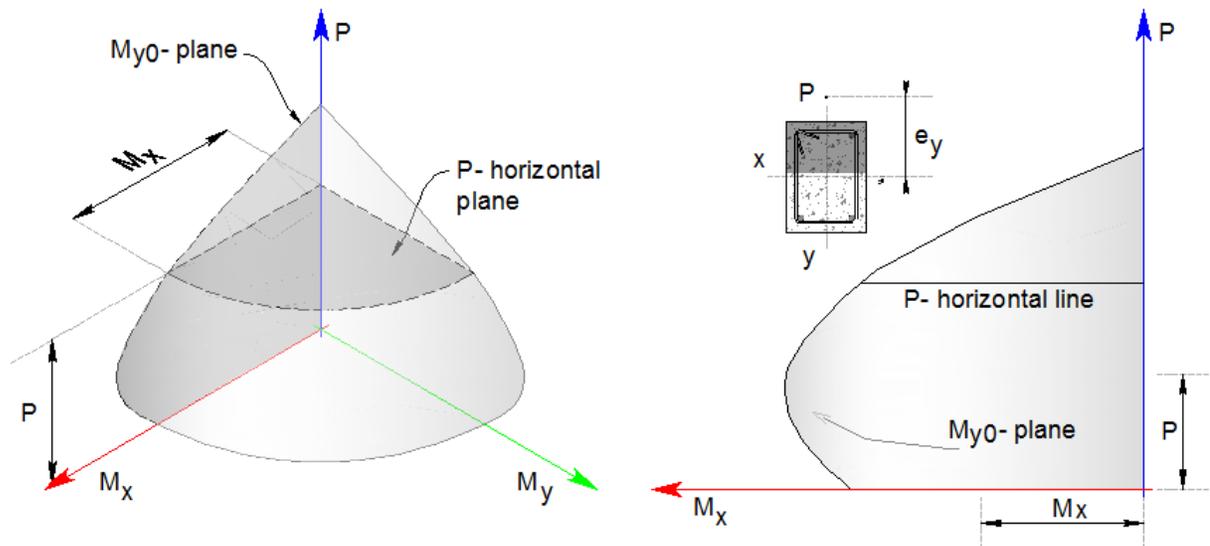


Figura 2. Diagrama de iteración para secciones sometidas a flexo-compresión (Macgregor, 1996).

Adorno (2004) desarrolló una pesquisa con columnas rectangulares de concreto armado sometidos a flexo-compresión recta, a fin de comprobar el método de cálculo desarrollado por Mello (2003). El concreto presentó una resistencia a compresión promedio de 40 MPa y el programa experimental fue compuesto por 12 especímenes, divididos en dos grupos: PSA y PCA. La serie PSA consistió en cuatro elementos y la PCA en ocho elementos. Todos tuvieron la sección transversal rectangular de (250×250) mm², sujetas a compresión y flexión. La distancia entre las armaduras el recubrimiento mínimo de concreto cumplió las recomendaciones de la NBR 6118 (2007).

Al analizar las cargas finales, es posible observar que las columnas PSA fueran aplastados con una carga mayor que la serie PCA, debido al aumento en la resistencia a la compresión. Según Adorno (2004), la variación inicial de excentricidad tuvo poca influencia en la tensión crítica de tracción que fue evidenciada por el estado avanzado de fisuración. El autor concluyó que los modelos probados mantuvieron la proporcionalidad entre la deformación longitudinal y la distancia del eje neutro hasta la ruptura, confirmando la validez del principio de Bernoulli de que las secciones

planas permanecen planas posteriores a la flexión, lo que también valida el modelo utilizado en la presente pesquisa.

Melo (2009) desarrolló un estudio experimental y numérico del comportamiento de columnas de concreto armado articuladas (40 MPa) sometidos a carga axial más momento flector. Para continuar la pesquisa desarrollada por Adorno (2004), fueron utilizadas columnas con la misma sección transversal y tasa de armadura longitudinal (1,57%). El programa experimental está compuesto por 24 columnas divididos en tres series de acuerdo con su largo, siendo la principal variable la excentricidad de la carga normal. Las columnas fueron de sección transversal de (250 x 120) mm² y distancia entre barras y recubrimiento mínimo de concreto según recomendaciones de la NBR 6118 (ABNT, 2007).

Los resultados experimentales mostraron un buen funcionamiento del sistema de ensayo, lo que, valida los procedimientos metodológicos aplicados en la presente pesquisa, con deterioro de columnas ocurriendo a media altura, como es lo esperado. Además de eso la principal variable de las pruebas realizadas fue la excentricidad, lo que mostró gran influencia en la carga última de las columnas. Una respuesta no lineal de la resistencia a flexión fue observada en función de la esbeltez y excentricidad de la aplicación de carga en columnas. Melo (2009) verificó que lo conservador de los métodos de previsión de cargas finales aumenta a medida que la excentricidad es reducida.

2. METODOLOGIA

2.1 Características generales

Seis columnas de concretos encamisados parcialmente fueron analizados y sometidos a flexo-compresión normal. Todas las columnas fueron monitoreadas por extensómetros eléctricos de resistencia, colocados longitudinalmente a la columna para registrar la deformación del concreto y del acero. Relojes comparadores digitales fueron utilizados para monitorear los desplazamientos. Las variables fueron la posición del encamisado parcial, y la presencia o ausencia de capa de revoco. A sección transversal, la tasa de armadura longitudinal, carga de compresión del posicionamiento de los extensómetros utilizados en el montaje de los ensayos, fueron constantes para todas las columnas.

La excentricidad de la carga axial fue de 100 mm medida a partir del eje longitudinal de la columna. Las columnas fueron divididas en dos grupos: uno reforzado en la zona de compresión (PCR, PCS y PCSR) y otro grupo reforzado en la zona de tracción (PTR, PTS y PTSR). Una columna de referencia fue vaciada en cada grupo, uno simulando el refuerzo de la columna sin remoción del revestimiento de la sección original y la otra con la remoción completa del revestimiento. Las columnas de referencia presentaron una sección transversal de (200 × 200) mm² y largo total de 1.600 mm, con índice de esbeltez de aproximadamente 28. Las columnas reforzadas tenían una sección inicial de (120 × 200) mm² y largo total de 1.600 mm, con 80 mm de capa de refuerzo. Posterior al refuerzo, las columnas muestraron una sección transversal final idéntica a la de las columnas de referencia. La Figura 3 muestra el tamaño de las columnas y el consuelo de concreto hecho para evitar la fisuración prematura del concreto en los especímenes reforzados.

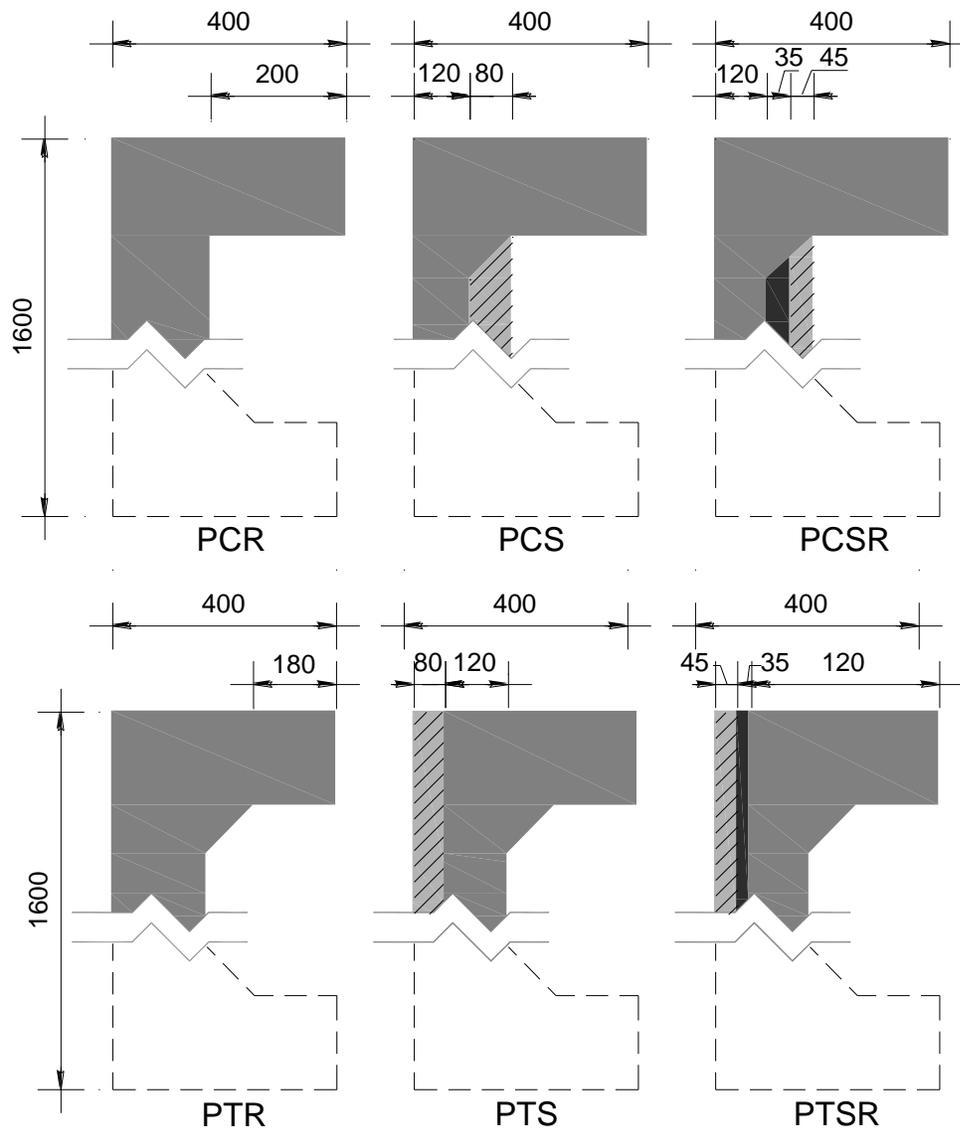


Figura 3. Dimensiones de las columnas.

2.2 Armaduras

Representando una situación común de obra, la armadura longitudinal de las columnas de referencia fue de $6 \text{ } \varnothing 10,0 \text{ mm}$ ($A_s = 4.71 \text{ mm}^2$), con estribos de $\varnothing 5.0 \text{ mm}$ separados a cada 100 mm de eje a eje, y $\varnothing 5.0 \text{ mm}$ a cada 50 mm en las extremidades. Además de eso, fueron utilizados estribos abiertos adicionales, de $\varnothing 5.0 \text{ mm}$ a cada 100 mm, posteriormente fijados en el concreto endurecido fijados con adhesivo epóxico para auxiliar en la adherencia entre concreto nuevo y viejo. La armadura inicial de todas las columnas fue de $\varnothing 10.0 \text{ mm}$ ($A_s = 314 \text{ mm}^2$), con dos barras longitudinales adicionales a la armadura, coincidiendo con el número de barras usadas de la columna de referencia sin refuerzo, es decir $6 \text{ } \varnothing 10.0 \text{ mm}$ ($A_s = 4.71 \text{ mm}^2$). La armadura transversal empleada en las columnas reforzadas fue la misma especificada para las columnas de referencia (Figura 4).

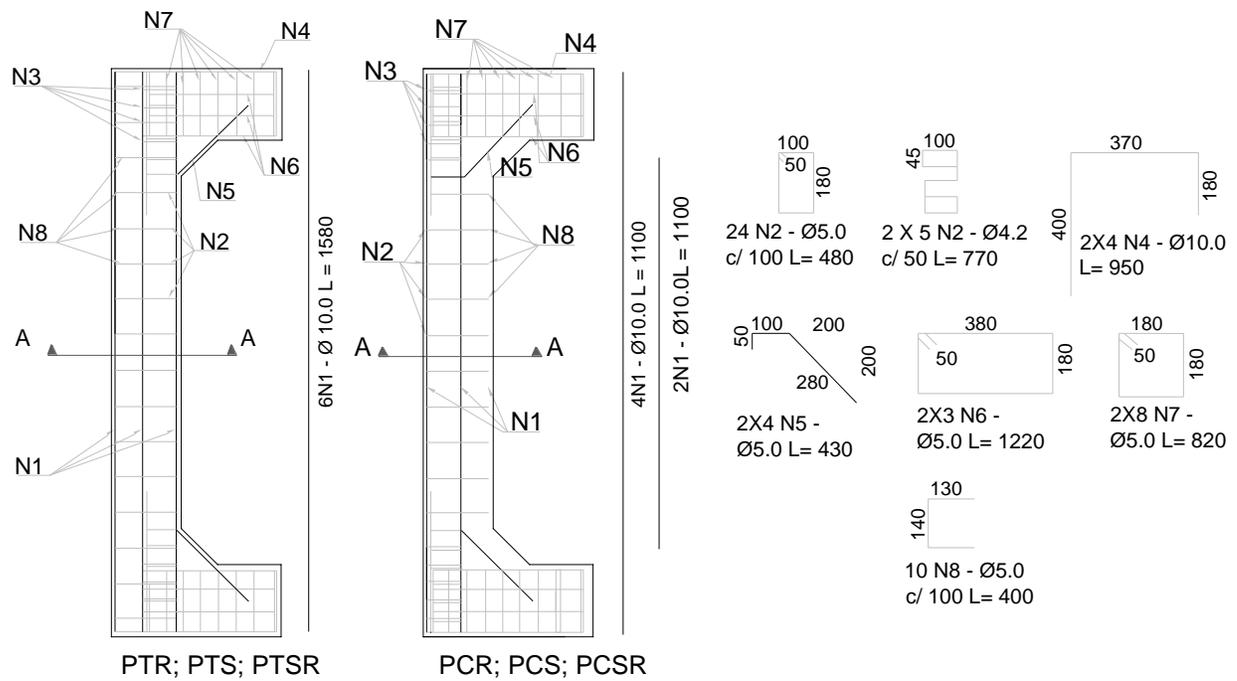


Figura 4. Armadura de las columnas.

2.3 Instrumentación

3.3.1 Concreto

Para el refuerzo en la región de tracción y compresión de las columnas, el refuerzo transversal (estribos abiertos) fue fijado al concreto endurecido con un adhesivo estructural a base de epoxi en orificios de 60 mm de profundidad. Estos son estribos de Ø 5,0 mm a cada 100 mm, simulando procedimientos en obras civiles. Los extensómetros fueron instalados al concreto posteriormente a la fijación de los estribos abiertos (Figura 5). Un revestimiento de mortero de cemento-arena fue aplicado en las columnas PTRS y PCSR antes de la instalación de los estribos abiertos, por eso otro extensómetro fue colocado en la superficie del revestimiento. Las armaduras longitudinales (2 Ø 10,0 mm) fueron posicionadas colocando los moldes de madera para complementar el refuerzo, y para el vaciado del concreto. La instrumentación de la superficie del concreto fue finalizada con la colocación de un extensómetro en la capa de refuerzo.



Figura 5. Extensómetros instalados al concreto (PTS; PTRS; PCS; PCSR respectivamente).

3.3.2 Armaduras

Los extensómetros eléctricos de resistencia fueron usados en barras de acero para monitorear deformaciones durante las pruebas. La Figura 6 muestra el posicionamiento de los sensores en las columnas PTR, PTS y PTRS y la Figura 7 exhibe la colocación de los sensores en las columnas PCR, PCS y PCSR. Los extensómetros fueron posicionados a mediana altura de las columnas.

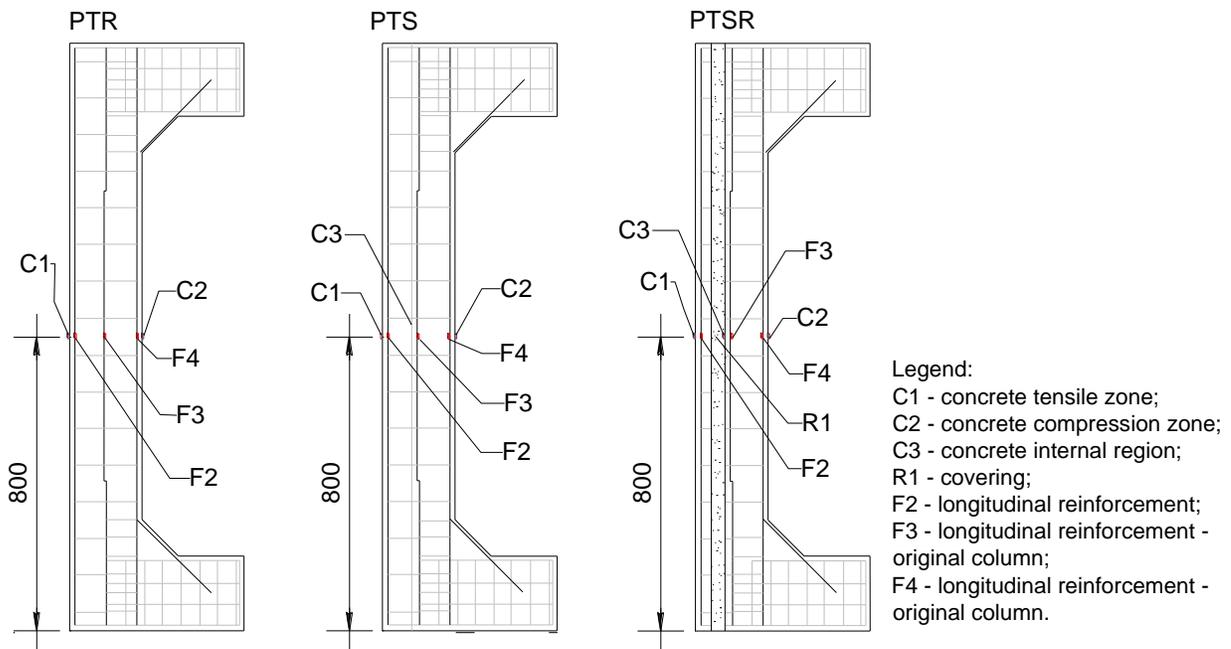


Figura 6. Extensómetros en las barras y concreto de las columnas reforzados de la zona traccionada.

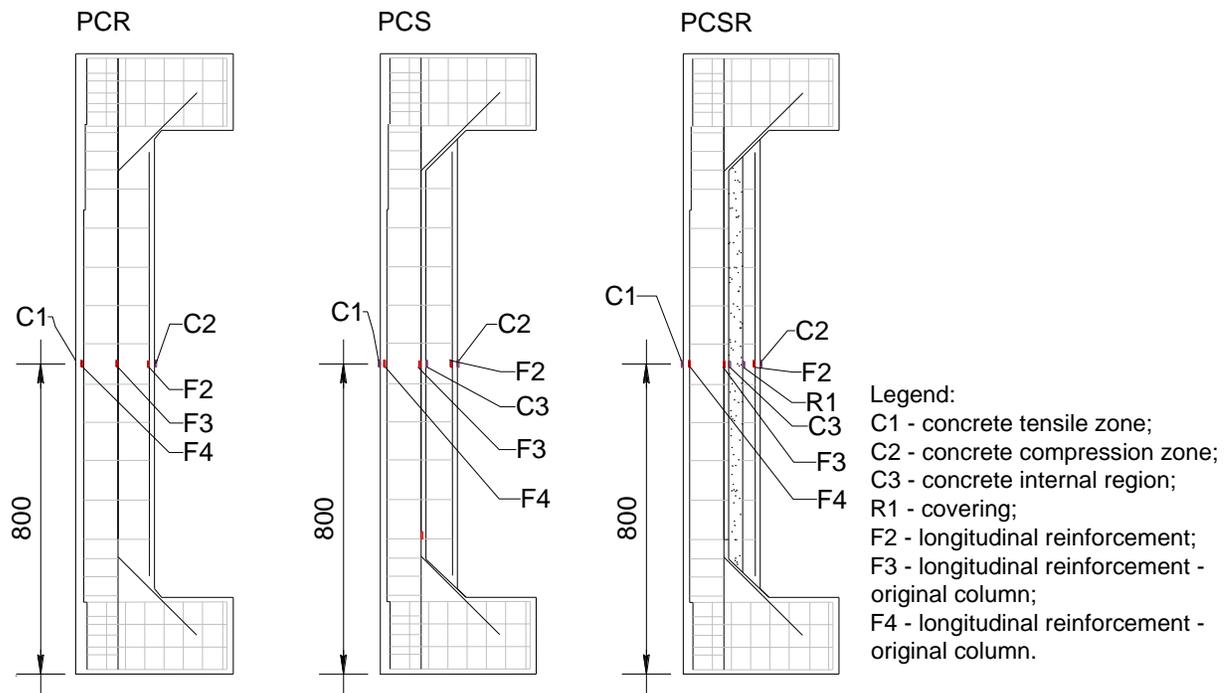


Figura 7. Extensómetros en las barras y concreto de las columnas reforzados de la zona comprimida.

2.4 Sistema de ensayo

La Figura 8 detalla la configuración del sistema de ensayo usado en el análisis experimental de las columnas. El sistema consta de un pórtico metálico muy rígido fijado al piso de reacción, un gato hidráulico de 2000 kN accionado por una bomba hidráulica para cargar y una célula de carga de 2000 kN con precisión de 0,5 kN, conectados a una célula de carga con indicador digital para registro de carga. Las columnas fueron apoyadas con aparatos de segundo género, simulando bisagras colocadas excéntricamente al eje longitudinal de las piezas y viabilizando la flexo-compresión recta esperada. Las deformaciones fueron registradas por un sistema de adquisición de datos conectado al computador, a través de extensómetros instalados en las barras de acero y por aquellos fijados a la superficie de concreto.

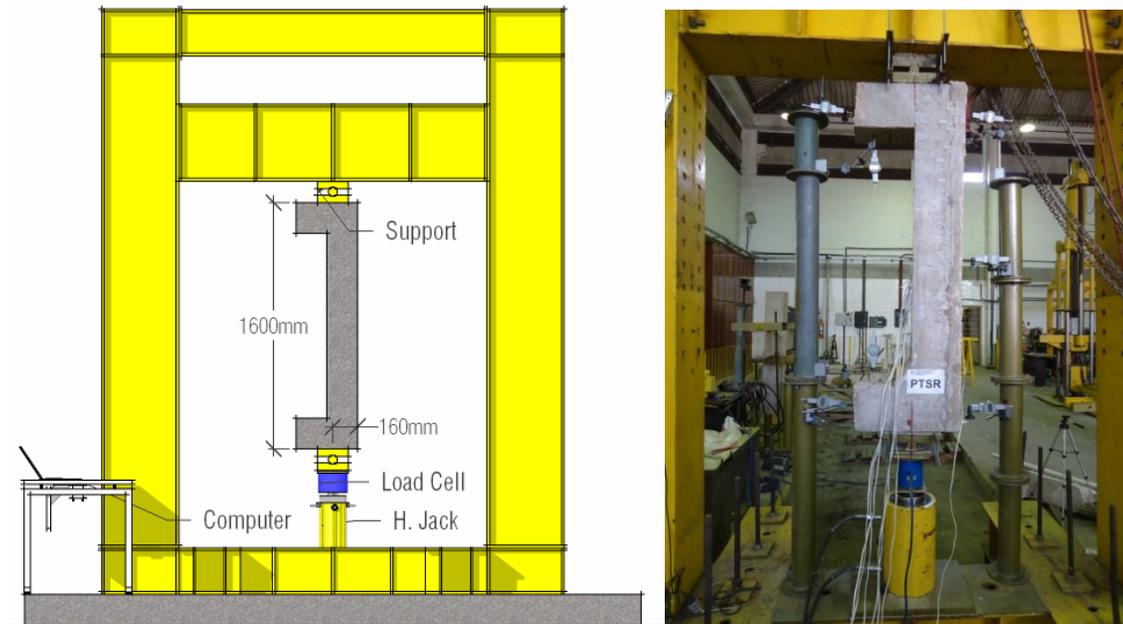


Figura 8. Sistema de ensayo.

3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

3.1 Acero y concreto

Las columnas fueron vaciadas simultáneamente. Las columnas fueron reforzadas 28 días posterior a la aplicación del revestimiento. Tres probetas cilíndricas fueron vaciados en cada etapa y ensayados de acuerdo con la norma NBR 5739 (ABNT, 2007) la resistencia a la compresión (f_c) del friso y del concreto fueron respectivamente 7.0 MPa y 32.0 MPa. El módulo de elasticidad del concreto (E_{cs}) fue equivalente a 28.1 GPa. En el caso de las barras de acero, los ensayos fueron realizados de acuerdo con la NBR 8522 (ABNT, 2008). La tensión de fluencia (f_{ys}) y el módulo de elasticidad (E_s) fueron 662.0 MPa y 218.4 GPa para las barras de 5,0 mm y 548.1 MPa y 209.2 GPa para las barras de 10.0 mm de diámetro, respectivamente.

3.2 Cargas y modos de ruptura

Las columnas de referencia PTR (columna de referencia reforzada a tracción) y PCR (columna de referencia reforzado a compresión) revelaron el comportamiento frágil del concreto en la zona de compresión próxima a la luz intermedia. La columna PCR también mostró falla cercana a la zona de compresión. Las columnas reforzadas también resultaron en diferentes modos de ruptura, aun cuando demostraron un comportamiento monolítico durante los ensayos hasta inmediatamente antes de fallar.

La columna reforzada PTS presentó comportamiento monolítico hasta justo antes de fallar, aunque en esta ocasión, el desplazamiento del refuerzo haya ocurrido por la zona próxima a la extremidad superior. Un comportamiento semejante fue registrado para la columna PTSR con recubrimiento de friso. La columna PCS, reforzada en la zona de compresión, reveló comportamiento monolítico hasta la falla de la columna, sin pérdida ni fisuración de la capa de refuerzo o la interfaz del concreto.

Ocurrió el aplastamiento del concreto en la zona próxima a la superficie de las columnas. La columna PCRS mostró un patrón de fisuración en la superficie entre el refuerzo y el sustrato inmediatamente antes de la falla. La Tabla 1 presenta las cargas de ruptura, la deformación máxima de tracción en el acero (ϵ_s) y la deformación máxima de compresión en el concreto (ϵ_c), la carga normal última (N_u), y la comparación entre carga última y carga de referencia (N_{Ref}) de las columnas PTR y PCR, y los modos de ruptura de las columnas. Los modos de ruptura fueron adoptados tomando en consideración las deformaciones y modos de fisuración, observados experimentalmente. La columna de referencia PTR rompió con la carga normal de 340 kN, revelando deformaciones del acero mayores que la de fluencia ($\epsilon_s \geq \epsilon_{ys} = 2.62\%$). La columna de referencia PCR rompió con carga normal de 400 kN, correspondiendo aproximadamente 120% da carga última presentada por la columna PTR. Las columnas reforzadas la tracción PTS y PTSR presentaron ruptura por desplazamiento de la capa de refuerzo estructural. Además de ello, las columnas reforzadas a compresión PCS y PCRS rompieron con la fluencia del acero en la zona de tracción y de aplastamiento de concreto en la zona de compresión, sin señales de separaciones registrados.

Tabla 1. Cargas y modos de ruptura.

Columnas	Zonas reforzadas	Revestimiento	ϵ_s	ϵ_c	N_u	N_u/N_{Ref}	Modos de ruptura
			(%)	(%)	(kN)		
PTR	-	No	3.2	3.6	340	-	Fluencia y aplastamiento
PTS	Tracción	No	2.4	1.9	300	0.88	Ruptura del refuerzo
PTSR	Tracción	Si	2.8	2.3	320	0.94	Ruptura del refuerzo
PCR	-	No	4.9	1.9	400	-	Aplastamiento del concreto
PCS	Compresión	No	4.0	3.5	400	1.01	Fluencia y aplastamiento
PCSR	Compresión	Si	3.4	2.0	370	0.92	Fluencia

4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La Tabla 2 presenta la carga de ruptura experimentales (N_u), Momento flector experimental (M_u), excentricidad inicial (e_i) y final (e_f), carga de ruptura teórica (N) y resistencia a flexión (M) estimadas por el diagrama de iteración, a relación entre carga de ruptura experimental y carga estimada (N_u/N) y la relación entre momentos flectores experimentales y teóricos (M_u/M). Os resultados para los momentos flectores teóricos fueron satisfactorios para las columnas PTR, PTS y PTSR, con una tasa media de 1.09 para M_u/M ; esa misma tasa alcanzó 1.36 para las columnas PCR, PCS y PCRS. El revestimiento de revestimiento de mortero no fue significativamente dañado en ambas condiciones de refuerzo. En otras palabras, las columnas alcanzaron y fueron más allá de los estimativo. En relación con las cargas normales, las columnas dieron cargas experimentales inferiores al estimado teórico. El resultado promedio (0,88) para N_u/N fue mejor para las columnas reforzados en la zona de compresión.

La Figura 9 muestra un diagrama de iteración (basado en MacGregor & Ibrahim, 1996) de la sección transversal común a todas las columnas y sus respectivas resistencias experimentales finales. Para cualquier excentricidad existe un par único (M/N), y graficando estas series de pares correspondiendo a una excentricidad diferente, se obtiene el diagrama de iteración.

El eje horizontal muestra los valores de los momentos flectores y el eje vertical los valores de la carga normal, de modo que las líneas radiales muestran una excentricidad constante. Cuanto más verticales tienden las líneas radiales menor la excentricidad llevando a la ruptura por compresión, entonces cuanto más horizontales tienden las líneas radiales mayor la excentricidad llevando a fase de ruptura por tracción. El trazado de la trayectoria lineal de la carga muestra una ruptura proporcional bien balanceada entre acero y concreto de la sección transversal de las columnas de acuerdo con la NBR 6118 (2014). Cuando las trayectorias de carga fueron comparadas el efecto de segunda orden, asociado a la no linealidad física, disminuyó las estimaciones de resistencia última de carga normal hasta en 28%, mientras una reducción de apenas 5% ocurrió.

Lo expuesto antes demuestra que aún con bajos índices de esbeltez, ese efecto debe ser tomado en cuenta debido a la disminución de la seguridad de las columnas. Mientras la Figura 10 muestra columnas post-fisuración la Figura 11 detalla las zonas dañadas. Las columnas reforzadas en la zona de tracción mostraron desplazamiento de la capa de concreto próximo a la extremidad da columna, debido al arrancamiento de los estribos con la ruptura de la columna. La falla de la zona comprimida en las extremidades de la columna PCR también puede ser notada.

Tabla 2. Comparación entre resultados teóricos y experimentales.

Columnas	f_c (MPa)	N_u (kN)	M_u (kN·m)	e_i (mm)	e_r (mm)	N (kN)	M (kN·m)	N_u/N	M_u/M
PTR	32	340	48.3	100	142	442.7	39.6	0.77	1.22
PTS		300	39.3		131			0.68	1.00
PTSR		320	42.2		132			0.72	1.07
PCR		400	56.4		141			0.90	1.42
PCS		400	56.0		140			0.90	1.41
PCSR		370	48.8		132			0.84	1.23

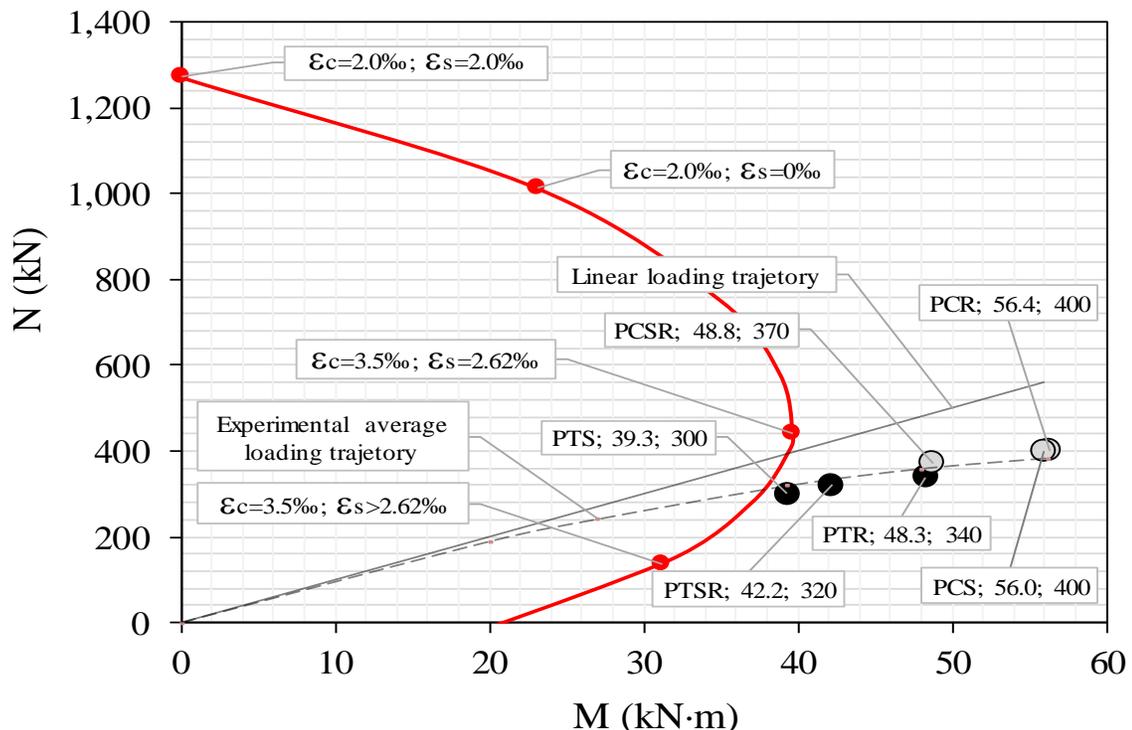


Figura 9. Resultados del diagrama de iteración.



Figura 10. Columnas posteriores a la ruptura.



Figura 11. Detalle de las columnas luego de la ruptura.

5. CONCLUSIONES

Las pruebas realizadas brindan los resultados experimentales de seis columnas de concreto armado reforzadas en diferentes zonas, superficie de tracción y compresión, sometidos a flexo-compresión normal. Los resultados fueron analizados tomando en consideración las diferentes fuerzas de compresión de las columnas, la zona de refuerzo y los desplazamientos máximos en la zona central de las columnas. El desplazamiento máximo de las columnas alcanzó 44 mm, dentro de las estimativas de fallas y elaboración del diagrama de iteración.

Las columnas reforzadas PTS, PCS, PTRS y PCSR mostraron un comportamiento similar, sin deformaciones evidentes de la superficie original del concreto, lo que indica que el concreto entre las capas de refuerzo no fue aplastado. El revestimiento aplicado en la superficie de la sección original de la columna PTRS no sufrió grandes deformaciones, al contrario de la columna PCSR.

Los resultados fueron satisfactorios, pues la columna que presentó mayor pérdida, la columna PTS, tuvo una pérdida promedio de 35%.

Las columnas PCR, PTR, PTS y PTSR presentaron resultados más allá de las expectativas, con pérdida máxima de 32% para la columna PTS, la única sin revestimiento de friso, con desplazamientos inmediatamente antes de la ruptura. Las columnas de referencia y columnas reforzadas a compresión tuvieron el mejor desempeño entre todas las columnas analizadas. Lo mencionado antes fue corroborado por el análisis hecho en el diagrama de iteración. Las columnas con revestimiento PTSR y PCSR presentaron un comportamiento semejante al de las no revestidas (PTS y PCSR), así como cuando el área de concreto fue reducida en aproximadamente 20%. el encamisado parcial sujeto a flexo-compresión se mostró más adecuado cuando se realizó en la zona comprimida de columnas y pudiendo ser ejecutado a través de procedimientos convencionales de refuerzo. En relación con la remoción o no del revestimiento del friso, los ensayos mostraron una influencia muy pequeña en la resistencia de las columnas y comportamiento semejante al de las columnas sin revestimiento, habiendo desplazamiento justo antes de la ruptura de las piezas.

6. REFERENCIAS

- Adorno, A. L. C. (2004), *“Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta”*, Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, p. 300.
- American Concrete Institute (2008), *ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete*, Farmington Hills, Michigan.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007), *NBR 5739: Concreto – ensaio de compressão de corpo de prova cilíndrico*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007), *NBR 6118: Projeto e execução de estruturas de concreto armado*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), *NBR 6118: Projeto e execução de estruturas de concreto armado*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008), *NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo de elasticidade e diagrama tensão-deformação*, Rio de Janeiro.
- Comite Euro-International Du Beton (1983), *Bulletin d’Information n. 162: Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)*, London.
- Comite Euro-International Du Beton (1993), *Model Code 1990: Design Code*, London.
- Gillum, A. J., Shahrooz, B. M., Cole, J. R. (2001), *Bond strength between sealed bridge decks and concrete overlays*, ACI Structural Journal, p.13.
- Gomes, A., Appleton, J. (1998), *Strengthening of Reinforced Concrete Structures by use of Jacketing*, RPEE, p.67.
- Guimarães, G. N., Ferreira, D. B., Gomes, R. B., Carvalho, A. L. (2016), *Behavior of Reinforced Concrete columns strengthened by partial jacketing*, Ibracon Structures and Materials Journal, p. 155-159. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000100002>
- Macgregor, J. G., Ibrahim, H. H. H. (1996), *Tests of eccentrically loaded high-strength concrete columns*, ACI Structural Journal, pp. 585 - 594.
- Mello, E. L. (2003), *“Concreto armado: resistência limite à flexão composta normal e oblíqua”*, 1ª Ed., Finatec UnB, Brasília, Brasil, p.113.
- Melo, C. E. L. (2009), *“Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-compressão Normal”*, Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, p. 157.
- Wight, J. K., Macgregor, J. G. (2009), *“Reinforced Concrete: Mechanics and Design”*. Pearson Education, New Jersey, p.516.