

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIO DE 16 PISOS: RELACIÓN MOMENTO CURVATURA EN VIGAS

Roberto Aguiar⁽¹⁾, Silvia Vallejo⁽²⁾, Gabriela Salazar⁽²⁾,
Raúl Toscano⁽²⁾, César Chiluita⁽²⁾, y Galo Rodríguez⁽²⁾

⁽¹⁾Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
raguiar@espe.edu.ec

⁽²⁾Carrera de ingeniería Civil
Escuela Politécnica del Ejército
polmmm@hotmail.com

RESUMEN

Se encuentra la ductilidad por curvatura en un edificio de hormigón armado, de 14 pisos y 2 subsuelos, que fue diseñado en 1977. Por lo tanto responde al nivel de conocimientos existentes en esa época.

La ductilidad por curvatura, en vigas, es un parámetro que permite visualizar cual será el comportamiento inelástico de la estructura ante la acción de un sismo severo. Si se tienen valores altos de la ductilidad por curvatura, la ductilidad global del sistema será alta y se podrá pensar en un buen comportamiento en el rango no lineal. De ahí la necesidad de conocer este parámetro en el nudo inicial, centro de luz y nudo final de cada una de las vigas.

1. INTRODUCCIÓN

La relación momento curvatura que se denominará $M-\phi$ depende de los modelos constitutivos que se consideren para el acero y para el hormigón. Si se considera un modelo elasto-plasto para el acero y el bloque rectangular de Whitney (1942) para el hormigón, la ductilidad por curvatura μ_{ϕ} que se obtiene es baja.

En cambio si se considera un modelo trilineal para el acero, que contemple incremento de resistencia en la zona de endurecimiento y si se considera un modelo de hormigón confinado se tendrán valores altos de μ_{ϕ} . En este artículo se trabaja con los modelos indicados en la figura 1, para el acero y el hormigón, que corresponden al modelo trilineal y al modelo de Park *et al* (1982).

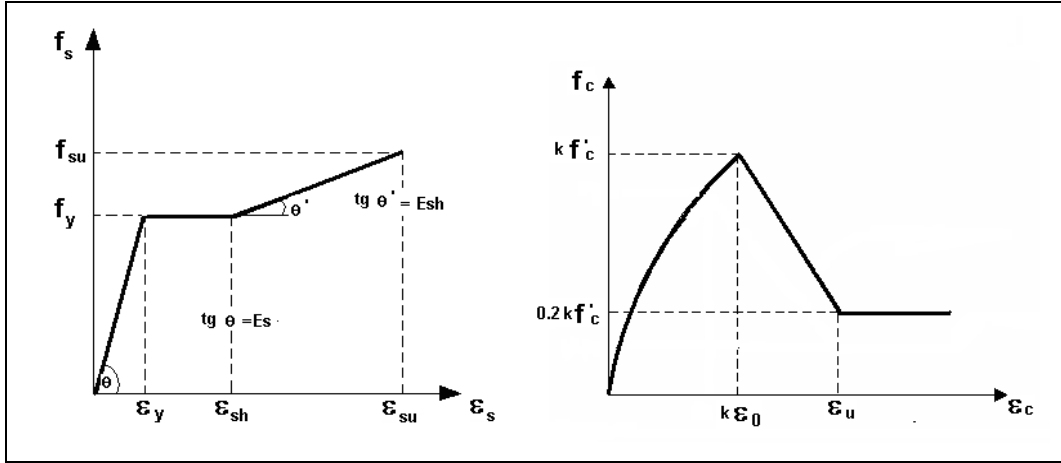


Figura 1 Modelo trilineal para el acero y de Park et al (1982) para el hormigón confinado.

Las ecuaciones para el modelo trilineal del acero, son:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (1)$$

$$f_s = f_y \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (2)$$

$$f_s = f_y + E_{sh} (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \quad \varepsilon_s > \varepsilon_{sh} \quad (3)$$

$$E_s = \frac{f_y}{\varepsilon_y} \quad (4)$$

$$E_{sh} = \frac{f_{su} - f_y}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \quad (5)$$

$$E_{sh} = \frac{\delta}{\zeta}$$

Donde E_s es el módulo de elasticidad del acero; E_{sh} es la pendiente de la zona de endurecimiento; f_y es el límite de fluencia del acero; f_{su} es el esfuerzo de rotura del acero; ε_y es la deformación de fluencia del acero; ε_{sh} es la deformación al inicio de la zona de endurecimiento; ε_{su} es la deformación de rotura del acero.

Para el modelo de Park et al (1982) las ecuaciones, son:

$$f_c = k f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{k \varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k \varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c < k \varepsilon_0 \quad (6)$$

$$f_c = k f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - k \varepsilon_0)] \quad k \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (7)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k \varepsilon_0} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{b''}{s}} \quad (10)$$

$$\varepsilon_u = k \varepsilon_o + \frac{0.8}{Z} \quad (11)$$

$$k = 1 + \frac{\rho_v f_{yv}}{f'_c} \quad (12)$$

Donde f'_c es la resistencia máxima del hormigón, sin confinar, a compresión; ε_o es la deformación asociada a f'_c en el hormigón sin confinar; k es un factor que toma en cuenta el confinamiento del hormigón, por medio de este factor se incrementa la resistencia y la ductilidad del hormigón; ρ_v es la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el hormigón confinado; f_{yv} es la fluencia del refuerzo transversal; f_y es la fluencia del refuerzo longitudinal; Z es la pendiente de la recta descendente del hormigón; s es el espaciamiento del refuerzo transversal; b'' es el ancho de la sección transversal del elemento pero del hormigón confinado; ε_u es la deformación última del hormigón.

2. RELACIÓN MOMENTO CURVATURA

Uno de los modelos más utilizados para definir el diagrama $M-\phi$ es el trilineal, que se lo indica en la figura 2. El primer cuadrante corresponde al caso en que el acero inferior de las vigas trabaja a tracción y el superior a compresión. En el tercer cuadrante se tiene el caso en que el acero inferior trabaja a compresión y el acero superior a tracción.

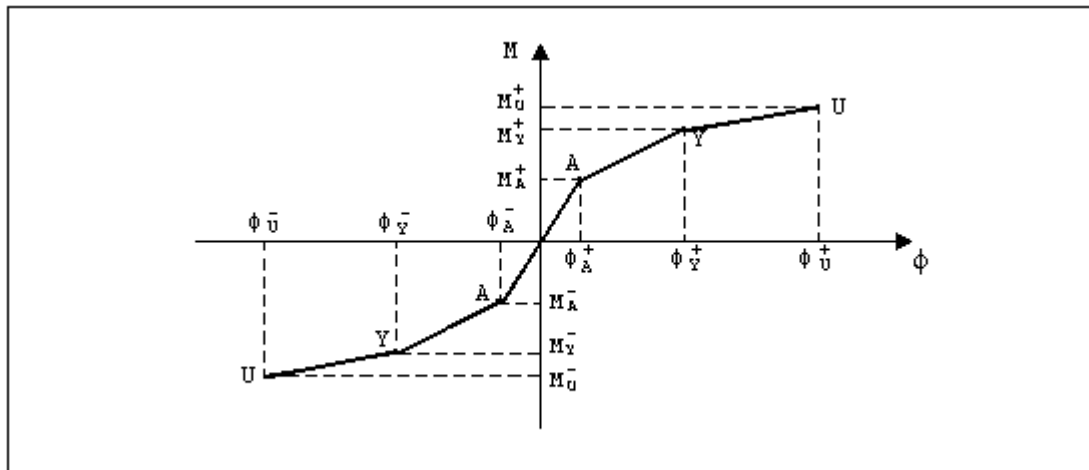


Figura 2 Modelo numérico del diagrama Momento Curvatura.

El punto A corresponde al agrietamiento del hormigón; el Y a la fluencia del acero a tracción y el U es el punto de fallo, que esta gobernado por una de las siguientes fallas: i) que el acero alcance la máxima deformación ε_{su} ; ii) que el concreto llegue a ε_u ; iii) que se

presente el pandeo del refuerzo longitudinal. Se llega al punto U con la primera de estas tres fallas.

Si una estructura desea tener una ductilidad global de 4, μ_ϕ de las vigas tiene que ser mayor a 15. Si se aspira a una ductilidad global de 3, μ_ϕ tiene que ser mayor a 10. Finalmente si μ_ϕ es menor a 10 y mayor a 6 la ductilidad global del sistema es 2.

Si una estructura se diseña en la forma clásica, solo con vigas, columnas y muros de corte, sin elementos de control activo o pasivo como disipadores de energía o aisladores de base. Si se diseña en la forma clásica se espera que la estructura tenga la mayor ductilidad global posible para que disipe la mayor cantidad de energía por histéresis.

Los puntos más críticos de las vigas, durante un sismo, son los extremos de las vigas ya que ahí se van a producir los mayores momentos. Por lo tanto, interesa saber μ_ϕ en los extremos.

Para el cálculo de la relación $M-\phi$ se utilizó la versión 2002 del programa CEINCI1, que considera el acoplamiento del efecto de corte al efecto de flexión. Aguiar (2003). Se puede obtener el diagrama $M-\phi$ con un programa que solo considere flexión pero esto es adecuado únicamente en elementos en los cuales se sabe que la falla no se va a producir por corte y esto se da en elementos con refuerzo transversal bien unido, de luces medianas y que la viga tenga un peralte adecuado. Si no se tiene estos casos es conveniente utilizar un programa que considere la interacción del corte con la carga axial ya que ahí se vera si el elemento es capaz o no de llegar al punto U ; si la falla se produce por corte no va a llegar al punto U .

La versión 2002 del programa CEINCI1 considera el efecto de corte en la relación $M-\phi$ siguiendo los lineamientos de la normativa de Nueva Zelanda, NZNSEE (1996) y por Satyarno (2000).

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En la figura 3 se presenta la distribución en planta del edificio analizado. Se tienen tres bloques estructurales que son los siguientes: i) el bloque izquierdo conformado por los ejes A y A'; ii) el bloque central constituido por los ejes B, C, D, E y F; iii) el bloque derecho lo conforman los ejes G y G'. Los dos bloques exteriores son iguales.

El edificio tiene 14 plantas altas y 2 subsuelos, fue diseñado en 1977 con un hormigón de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un acero con un límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4. RESULTADOS

Se presentan los resultados en forma gráfica, en cada pórtico analizado, con colores. Si $\mu_\phi \geq 15$ se ha utilizado el color verde, que significa que existe una adecuada ductilidad en esas secciones; si $10 \leq \mu_\phi \leq 15$ se ha empleado el color amarillo que significa que no es tan adecuada la ductilidad y si $\mu_\phi \leq 10$ significa que las secciones no tienen una adecuada ductilidad y en consecuencia esas secciones tendrán una limitada capacidad para ingresar al rango no lineal.

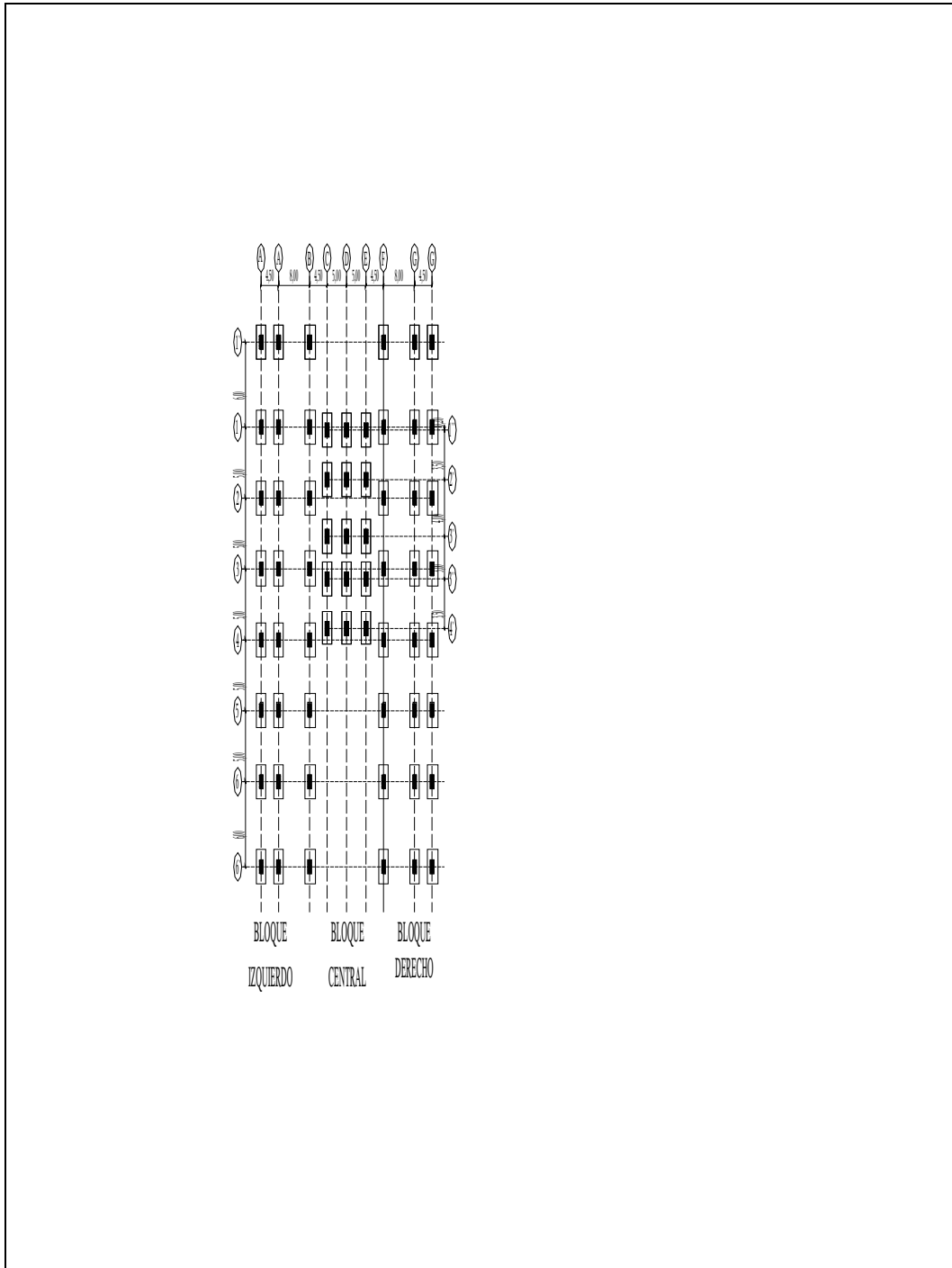


Figura 3 Distribución en planta de edificio analizado.

Una característica de las vigas diseñadas, es que la sección transversal de las mismas se mantiene en todos los pisos. Así por ejemplo, en los pórticos A, B, F y G, las vigas son de 45 cm., de base por 60 cm., de altura, como se aprecia en la figura 4. Esta sección se mantiene desde los ejes 1 a 6 y son de altura variable en los voladizos. Pero en todos los niveles la sección transversal de las vigas es de 45/60.

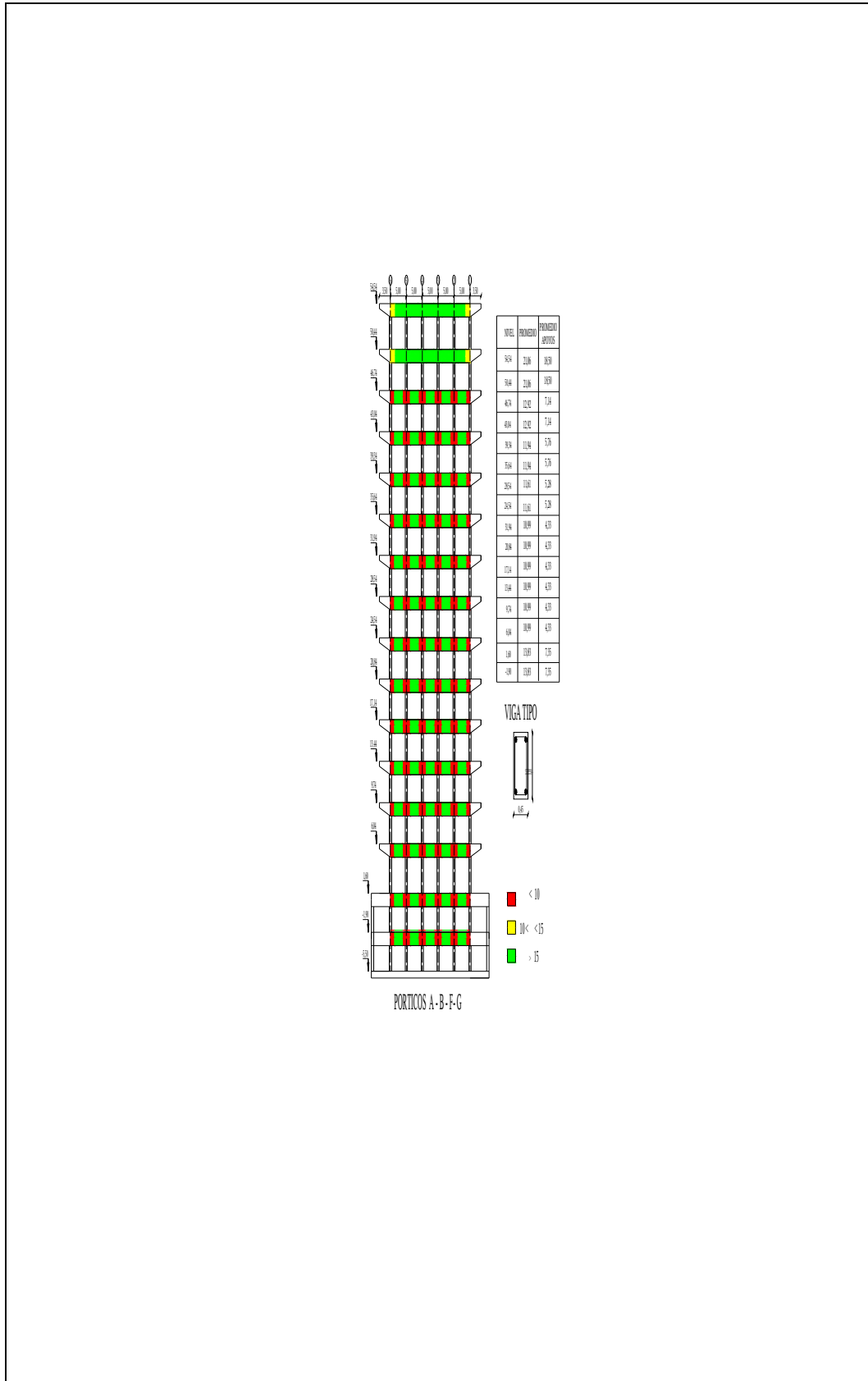


Figura 4 Capacidad de ductilidad por curvatura de las vigas de los pórticos A, B, F y G., de los bloques exteriores.

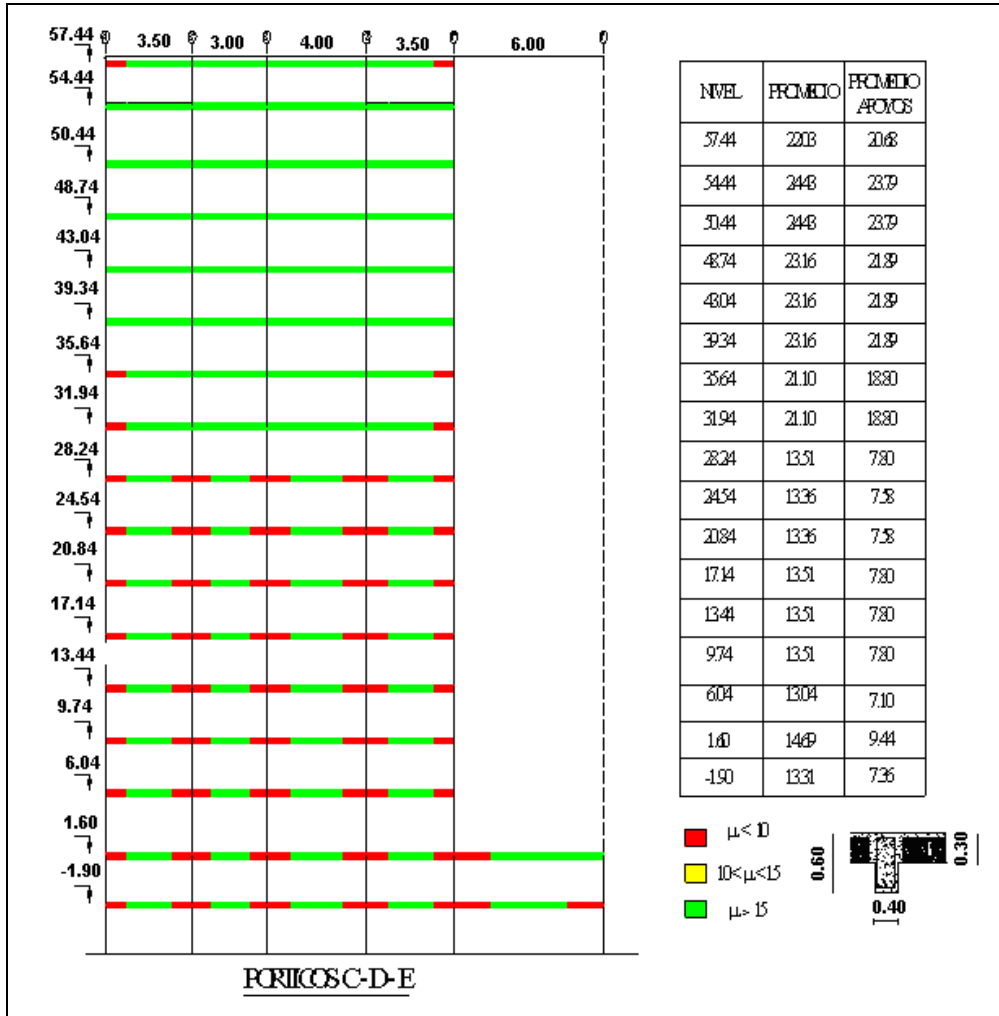


Figura 5 Capacidad de ductilidad por curvatura de las vigas de los pórticos C, D y E, del bloque central.

Los puntos críticos son los apoyos, en estas secciones, la armadura inferior es mínima y en la parte superior es considerable. Evidentemente en los primeros pisos, se tendrán mayores momentos en consecuencia habrá mayor armadura superior y en los pisos superiores al existir menores momentos se tiene menor armadura superior. Esta es otra característica del diseño de las vigas que se comentará posteriormente con más detalle.

En las figuras 4 a 8 se indica las ductilidades por curvatura de los pórticos analizados. Se aprecia que muchos elementos tienen valores de μ_{ϕ} inferiores a 10, razón por la que están identificados con rojo. Como se indicó estas ductilidades por curvatura tan bajas se presentan en los apoyos, que son las secciones con mayores momentos ante la acción de un sismo.

Se obtuvo μ_{ϕ} en tres secciones de cada elemento, que son: el nudo inicial, centro de luz y nudo final. Luego de ello con todos los valores se encontró la ductilidad promedio del piso y también se halló la ductilidad promedio del piso pero solo de los apoyos. Estos promedios están indicados a la derecha de las figuras 4 a 8.

Con relación a la figura 4 se puede indicar que los apoyos de las vigas del subsuelo hasta el piso 12 tienen valores muy bajos de μ_{ϕ} y varían desde 4.33 a 7.35. **Con estos valores la ductilidad máxima de estos pórticos será 2.** Esto corresponde a los pórticos en el sentido largo de los bloques exteriores.

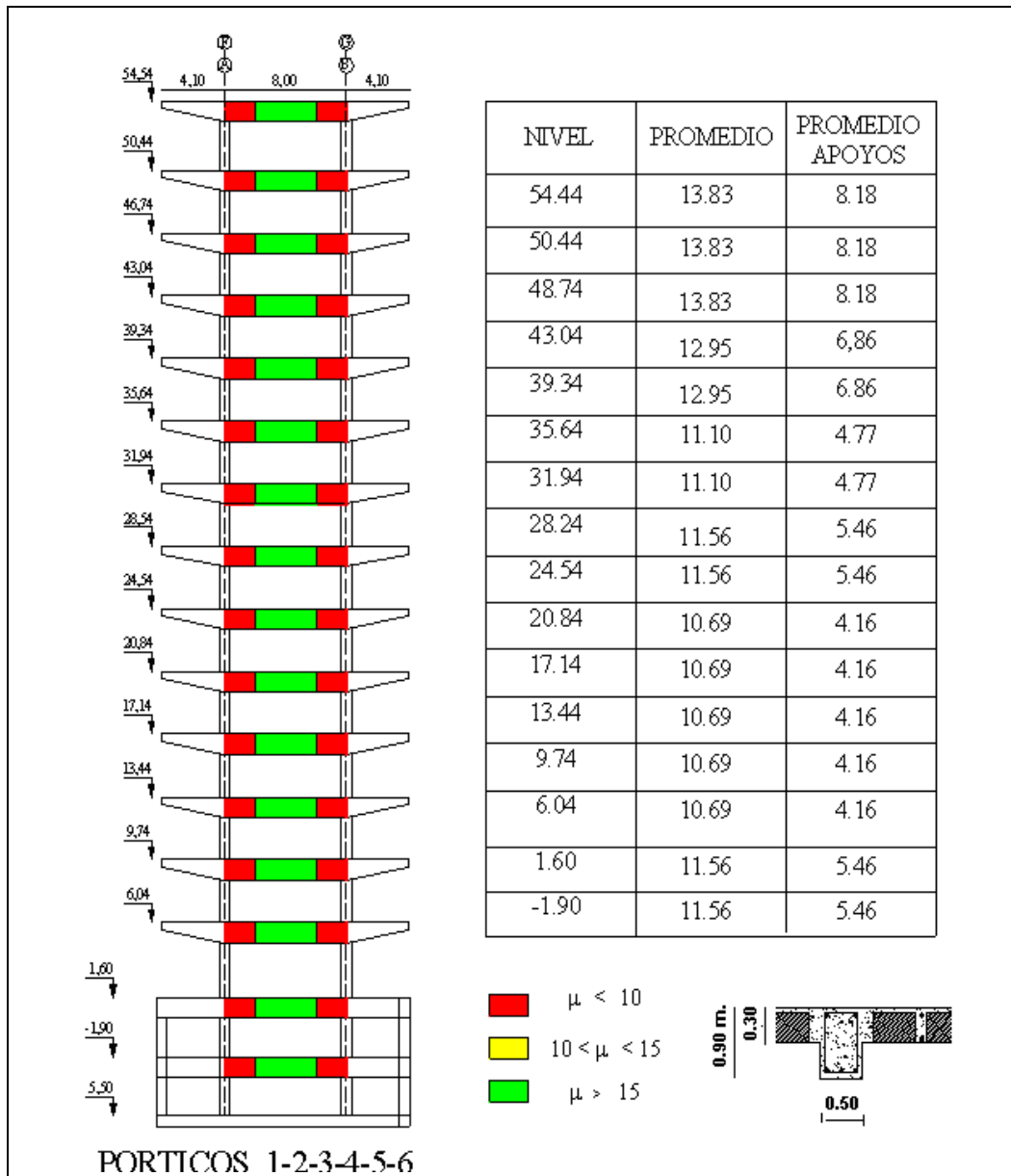


Figura 6 Capacidad de ductilidad por curvatura de las vigas de los pórticos 1, 2, 3, 4, 5 y 6, de los bloques exteriores.

Con respecto a la figura 5 se presenta la capacidad de ductilidad por curvatura de los pórticos C,D y E, del bloque central, se aprecia que en el subsuelo y en los 7 primeros pisos μ_{ϕ} varía entre 7.35 y 9.44. **Por lo tanto en estos pisos la capacidad de ductilidad será de 2.** En los pisos superiores se espera mayor ductilidad global.

El desempeño esperado de las vigas de los pórticos 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de los bloques exteriores, se presenta en la figura 6 y realmente en los apoyos la situación es muy crítica. El valor de μ_{ϕ} en todos los apoyos es menor a 10, el menor valor es 4.16 y el mayor valor es 8.18. Una de las razones por las cuales se tienen tan bajas ductilidades es debido a que se tiene una luz de 8.0 m. En estas vigas se va a presentar primero la falla por corte. **Por cierto el diámetro de los estribos utilizados en las vigas es de 9 mm., y se encuentran espaciados**

todos cada 20 cm., a lo largo de todo el elemento. Por este motivo en estas vigas no son capaces de desarrollar toda su capacidad a flexión y van a fallar por corte.

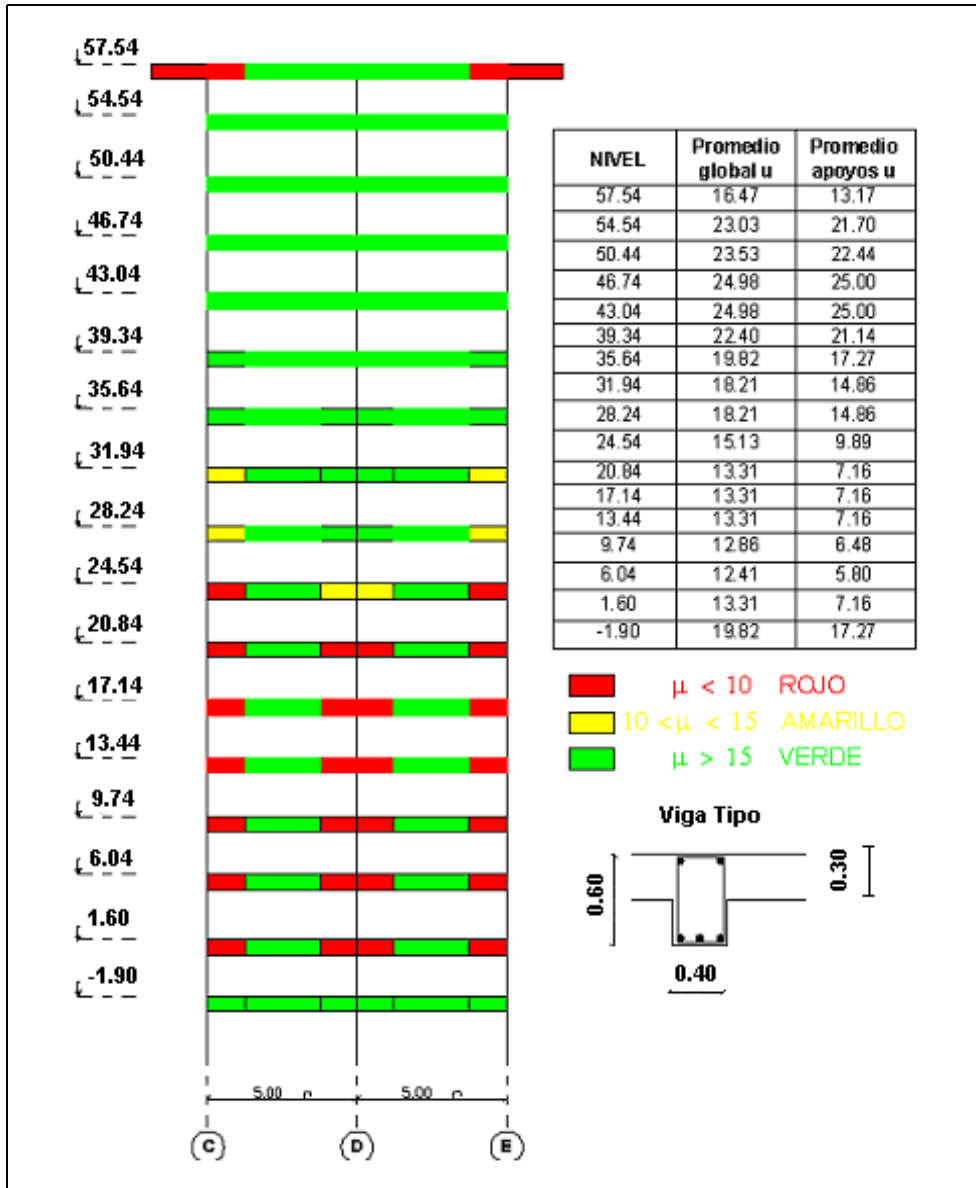


Figura 7 Capacidad de ductilidad por curvatura de las vigas de los pórticos 1 y 4 del bloque central.

En las figuras 7 y 8 se presenta el desempeño de otros pórticos del bloque central con un comportamiento similar. Es decir en los primeros pisos las secciones de los apoyos no tienen suficiente capacidad de ductilidad por curvatura.

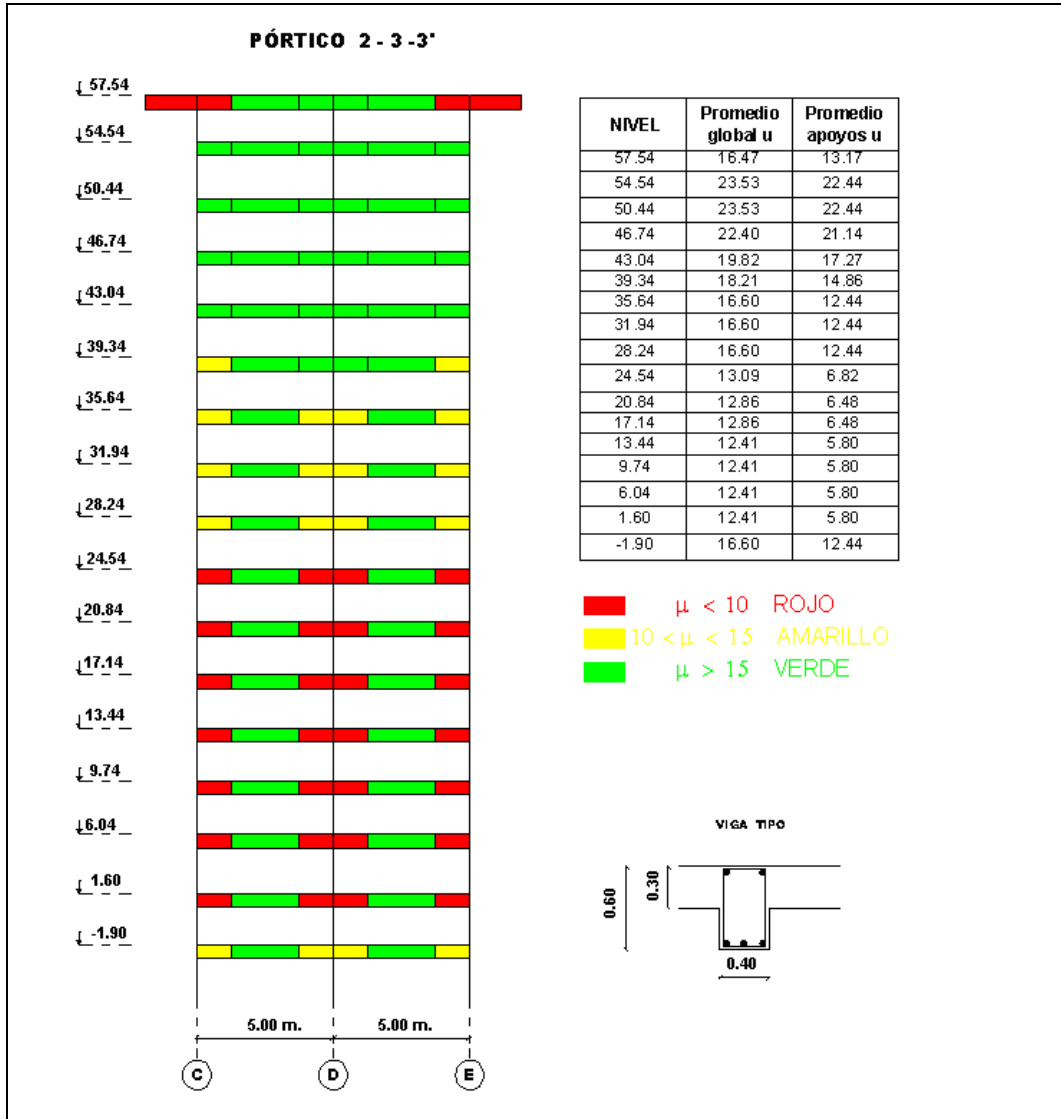


Figura 8 Capacidad de ductilidad por curvatura de las vigas de los pórticos 2, 3 y 3' del bloque central.

5. ANÁLISIS DEL ARMADO DE LAS VIGAS

En la figura 9 se presenta una viga tipo del bloque exterior, que tiene una sección transversal de 50 cm., de base por 90 cm., de altura. Esta viga tiene $4 \phi 15 \text{ mm.}$ y en la parte superior $7 \phi 31 \text{ mm.}$ La armadura transversal está compuesta por $1 \phi 9 \text{ mm.}$ a 20 cm., en toda su longitud. La resistencia del hormigón es $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y la fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Sea A_s el área de la sección transversal de la armadura superior y A'_s de la armadura inferior. Para el apoyo en análisis, se tiene: $A_s = 37.75 \text{ cm}^2$ y $A'_s = 7.04 \text{ cm}^2$. De tal manera que la relación entre $A'_s/A_s = 0.186$. La mayor parte de normativas sísmicas establecen que esta relación sea mayor o igual a 0.5 para que la sección tenga una adecuada ductilidad y para que este en capacidad de soportar los efectos reversibles del sismo.

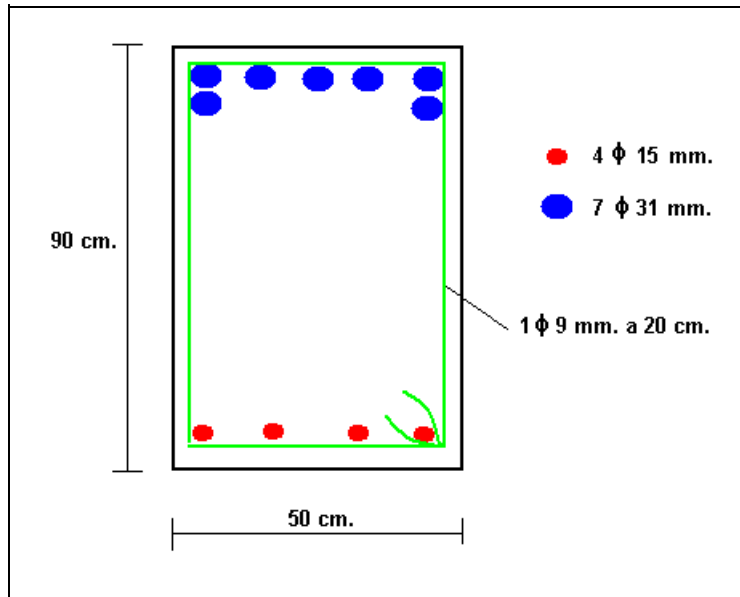


Figura 9 Sección transversal de una viga del Nivel 20.84 del bloque exterior

En la mayor parte de las vigas del edificio analizado se tiene $A'_s/A_s \leq 0.25$. Esta es una de las razones por las que se tiene ductilidad tan baja en los apoyos. Otra de las razones es el espaciamiento y diámetro utilizado en los estribos $1 \phi 9 \text{ mm. a } 20 \text{ cm.}$, en toda su longitud es insuficiente. Para una viga como la presentada en la figura 9, el diámetro de los estribos debe ser de 12 mm., a 10 cm., en los apoyos. En la viga en análisis hay un agravante más la viga es de 8 m., de luz.

Tabla 1 Relación momento curvatura para viga de figura 9 con diferente armadura.

PUNTO NOTABLE	Situación actual $A_s=37.75$ y $A'_s=7.04 \text{ cm}^2$ Con $1 \phi 9 \text{ mm. a } 20 \text{ cm.}$		Con $A'_s=0.5A_s$ Con $1 \phi 12 \text{ mm. a } 10 \text{ cm.}$		Con $A'_s=0.75 A_s$ Con $1 \phi 12 \text{ mm. a } 10 \text{ cm.}$	
	Momento (Tm.)	Curvatura (1/m.)	Momento (Tm.)	Curvatura (1/m.)	Momento (Tm.)	Curvatura (1/m.)
A	25.085	0.0004467	26.87	0.0004731	26.19	0.000414
Y	170.831	0.006611	175.93	0.00686	175.10	0.00455
U	181.776	0.02751	228.69	0.059	242.71	0.06416
	$\mu_\phi = 4.16$		$\mu_\phi = 8.60$		$\mu_\phi = 14.09$	

En la tabla 1 se presenta los puntos notables del diagrama momento curvatura y μ_ϕ para tres condiciones. La primera es para el caso en que está diseñada y construida la viga; la segunda corresponde al hipotético caso en que la armadura inferior es el 50% de la armadura superior y en el tercer caso si la armadura inferior fuera del 75% de la armadura superior. En los dos últimos casos se ha utilizado estribos de 12 mm., de diámetro espaciado cada 10 cm.

Se aprecia que en los dos últimos casos la ductilidad por curvatura sube de 4.16 a 8.60 y 14.09, manteniendo las dimensiones de la viga de 50/90.

6. CONCLUSIONES

Se ha obtenido la ductilidad por curvatura en las vigas de un edificio de hormigón armado, que tiene 14 pisos más dos subsuelos, empleando un modelo trilineal para el acero, que contempla incremento de resistencia en la zona de endurecimiento y un modelo de hormigón confinado que considera incremento de resistencia y ductilidad. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- Las ductilidades por curvaturas obtenidas son muy bajas. Existen pórticos completos en los cuales no pasa esta ductilidad de 8.18. Por otra parte, todos los pórticos presentan valores muy bajos de ductilidad por curvatura en los pisos inferiores. **En estas condiciones la capacidad de ductilidad global del edificio es de 2. Este es el valor que se debe considerar para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad, para el análisis sísmico.**
- A pesar de que todavía no se ha realizado el análisis sísmico para comparar la demanda sísmica con la capacidad sísmica de la estructura. **Es muy importante ir pensando en reforzar, por ahora, las vigas colocando armadura inferior en los apoyos y colocando estribos en los apoyos.** La cantidad y diámetro del refuerzo transversal a colocar se indicará cuando se termine el estudio.

7. RECOMENDACIÓN

Si bien se está iniciando el estudio pero ya se vislumbra que la estructura es muy vulnerable a la acción de los sismos, por lo que **se recomienda derrocar todas las paredes que se hayan construido después de finalizada su construcción**, es necesario bajar el peso.

Si no ha pasado nada en la estructura, hasta ahora, es debido a que gracias a Dios en Quito no ha habido un sismo con una aceleración mayor al 10% de la aceleración de la gravedad en los últimos 30 años. Pero de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, vigente, Quito se halla en la zona de mayor peligrosidad sísmica y se espera un sismo con una aceleración máxima en roca del 40% de la aceleración de la gravedad.

Se recomienda cambiar las paredes de mampostería, que tienen un peso considerable por divisiones con un material más liviano, que actualmente existe en el mercado.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2003), *Análisis sísmico por desempeño*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 342 p., Quito.
2. NZNSEE (1996), "The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings", *New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Draft for General Release for Building Industry Authority*, 122 p.
3. Park R., Priestley M., Gill W. D., (1982), "Ductility of Square Confined Concrete Columns", *Journal of Structural Division, ASCE*, **108 (4)**, 929-950.
4. Satyarno I., (2000), "Adaptive pushover analysis for the seismic assessment of older reinforced concrete buildings", *Ph.D. Tesis, Department of Civil Engineering. University of Canterbury*, 260 p, New Zealand.

5. Whitney C. (1942), "Plastic Theory of Reinforced Concrete Design", *Proceedings ASCE 1940, Transactions ASCE*, **Vol 107**, 251-326.