

EL FACTOR DE SOBRE RESISTENCIA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SIN MUROS DE CORTE¹

Roberto Aguiar Falconí²

Resumen: Se presenta una metodología para hallar el factor de sobre resistencia R_Q en edificios de hormigón armado compuesto por vigas y columnas, en función de la deriva máxima de piso, la misma que se halla a partir de la curva de capacidad sísmica resistente que se obtiene mediante análisis no lineal estático. Posteriormente se aplica esta metodología y se obtiene la sobre resistencia en 432 estructuras de uno a seis pisos de hormigón armado, sin muros de corte y se halla la sobre resistencia en función de la deriva máxima de piso. Finalmente se encuentra la sobre resistencia local y global en dos edificios de cuatro pisos, de dos y tres vanos respectivamente.

Palabras clave: análisis no lineal estático, curva de capacidad sísmica, deriva, factor R, sobre resistencia.

OVERSTRENGTH FACTOR IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITHOUT SHEAR WALLS

Abstract: A methodology to determine the overstrength factor in reinforced concrete buildings with beams and columns as a function of the maximum story drift is presented. The maximum story drift is obtained by means of the seismic resistance capacity curve, using a static non-linear analysis. The methodology is applied to 432 structures from one to six-story height, without shear walls. The overstrength is obtained as a function of the maximum story drift. Finally, two four-story buildings are designed, one with two spans and the other with three spans. The local and global overstrength is found for these buildings.

Keywords: capacity curve, nonlinear static analysis, overstrength, R factor, story drift.

ANTECEDENTES

La mayor parte de normativas sísmicas prescriben un espectro de diseño inelástico, el mismo que se obtiene a partir del espectro de diseño elástico dividido para el factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Este factor está definido en forma muy general para una determinada tipología estructural y el desconocimiento de su origen o de las implicaciones que asume el proyectista estructural cuando selecciona un determinado valor puede llevar a subestimar las fuerzas sísmicas o a sobreestimarlas (Daza, 2003).

Normalmente las normativas sísmicas presentan el valor máximo recomendado del factor R para un determinado nivel de diseño sísmico y este valor también está asociado al tipo de espectro que estipula la norma. Por ejemplo, en la Tabla 1 se indican los valores máximos recomendados por las normativas de Perú (E-030, 2006), Ecuador (CEC-2000, 2000), Colombia (NSR-98, 1998) y Venezuela (COVENIN 1756-98, 2001), para estructuras de hormigón armado constituidas por vigas y columnas, sin muros de corte.

En las combinaciones de carga de las normas de Perú, Colombia y Venezuela no se mayor el estado de carga sísmico pero en la de Ecuador, sí se mayor el estado de cargas debido a sismo. En efecto, las combinaciones de carga del Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000, son:

$$\begin{aligned}U &= 1.4 D + 1.7 L \\U &= 1.05 D + 1.28 L \pm 1.40 E \\U &= 0.90 D \pm 1.43 E\end{aligned}\tag{1}$$

donde D , L y E corresponden a los estados de carga muerta, viva y sísmica, respectivamente; U es el estado de cargas últimas.

¹ Artículo recibido el 5 de agosto de 2007 y aceptado para publicación el 28 de septiembre de 2007.

² Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador. Email: raguiar@espe.edu.ec

Tabla 1: Factor R para edificios de hormigón armado con vigas y columnas sin muros de corte.

Norma Sísmica	Factor R	Tipo de Espectro
E.030 de Perú (2006)	8	Último
CEC-2000 de Ecuador	10	Servicio
NSR-98 de Colombia	7	Último
COVENIN 1756-98	6	Último

Cuando las normativas sísmicas no están suficientemente documentadas, puede pasar que aparece un nuevo reglamento, como el ACI 318S-05 (2005) en el que no mayor la acción sísmica y el proyectista estructural utiliza los factores del CEC-2000 con las combinaciones de carga del ACI 318S-05. Al hacer esto se está subvalorando la acción sísmica: simplemente se está diseñando para fuerzas sísmicas que son un tercio menores a las que le corresponden.

Por otra parte, considerar valores altos de R implica diseñar a la estructura para que tenga una gran capacidad de ductilidad, tenga una sobre resistencia apreciable y que el sistema tenga gran redundancia, ya que el factor R de acuerdo al ATC-19 (1995) se calcula de la siguiente manera:

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_R \quad (2)$$

donde R_{μ} es el factor de resistencia por ductilidad; R_{Ω} es el factor de sobre resistencia y R_R es el factor de redundancia. En los comentarios de algunas normativas sísmicas se reconoce esta fórmula y en base al análisis de expertos se han fijado los valores de R pero es importante darle lineamientos al proyectista estructural para que sepa como evaluar.

FACTOR DE RESISTENCIA POR DUCTILIDAD

Tal vez éste es el factor que más se ha estudiado a nivel mundial. Los primeros trabajos fueron los propuestos por Newmark y Veletsos (1960) en que estos investigadores plantean la regla de igual desplazamientos para los períodos largos con lo que $R_{\mu} = \mu$, siendo μ la ductilidad del sistema. Además Newmark y Veletsos plantean la regla de igual energía para los períodos intermedios con lo que $R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}$.

En otro trabajo, Newmark y Hall (1973) definen con mayor precisión los valores de R_{μ} en función de los períodos, los mismos que se obtienen en función de la aceleración, velocidad y desplazamiento máximo del suelo.

El trabajo de Ridell y Newmark (1979) sido incorporado en la Normativa Sísmica de Costa Rica (Ulloa y Santana, 2004) y una característica importante es que en su formulación se incorpora el factor de amortiguamiento.

Newmark y Hall (1982) presentaron un trabajo muy similar al propuesto por estos mismos autores en 1973. En resumen, hay una gran cantidad de trabajos que se han desarrollado sobre este tema y un acopio de los mismos se los puede encontrar en Ulloa y Santana (2004) o en Aguiar (2007).

Hay dos formas de calcular R_{μ} : la primera en base a desplazamientos y la segunda en base a fuerzas. En las dos formas se calcula R_{μ} en un sistema de un grado de libertad de tal manera que R_{Ω} y R_R vienen a incorporar de alguna forma los múltiples grados de libertad que tiene una estructura. En la primera forma, R_{μ} se halla con las siguientes ecuaciones:

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{C_{\mu}} \quad (3)$$

y C_{μ} se calcula como:

$$C_{\mu} = \frac{\Delta_{INE}}{S_d} \quad (4)$$

siendo Δ_{INE} el máximo desplazamiento inelástico y S_d el máximo desplazamiento elástico. En la mayor parte de trabajos el término Δ_{INE} se lo ha obtenido para un modelo elasto perfectamente plástico, por ejemplo el desarrollado por Miranda (2000). También se ha obtenido para un modelo bilineal en función del parámetro a que relaciona la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica, por ejemplo el propuesto por Nassar y Krawinkler (1991). Por otra parte, el valor de S_d se lo ha encontrado para un factor de amortiguamiento $\zeta = 0.05$ de tal manera que son aplicables a las estructuras convencionales de hormigón armado.

La segunda forma de hallar R_{μ} es relacionando la resistencia requerida para obtener un comportamiento elástico F_e con la resistencia para un comportamiento inelástico F_y , de un oscilador de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico.

$$R_{\mu} = \frac{F_e}{F_y} \quad (5)$$

En el Centro de Investigaciones Científicas (CEINCI) de la Escuela Politécnica del Ejército (ESPE), se han desarrollado cuatro trabajos para encontrar R_{μ} (Aguiar y Guerrero, 2006; Aguilar y González, 2006). Estos factores R_{μ} se indican en la Figura 1, para los cuatro perfiles de suelo del CEC-2000. En un trabajo reciente desarrollado por Aguilar et al. (2007a) R_{μ} viene definido por la siguiente ecuación:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right] \quad (6)$$

Los valores de a para los cuatro tipos de suelo del CEC-2000 se indican en la Tabla 2.

Tabla 2: Valores de la variable a .

Variable	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3	Suelo S4
a	100500	91000	73600	38900

FACTOR DE RESISTENCIA POR DUCTILIDAD

Se define el factor de sobre resistencia R_{Ω} como la relación entre la capacidad máxima al cortante basal que tiene una estructura V_U con respecto al cortante basal de diseño V_D :

$$R_{\Omega} = \frac{V_U}{V_D} \quad (7)$$

El valor de V_U será mayor que V_D , ya que cuando se diseña se consideran modelos conservadores para el comportamiento del hormigón y del acero. En efecto, por ejemplo para flexión las ecuaciones de cálculo se deducen en base al bloque rectangular de Whitney (1942) para el comportamiento del hormigón, con una resistencia máxima:

$f_c = 0.85 f_c'$, siendo f_c' , la resistencia máxima a compresión del hormigón. Para el acero se diseña con un modelo elasto perfectamente plástico con un esfuerzo máximo $f_s = f_y$, donde f_y es la fluencia del acero. En realidad, la resistencia del hormigón es mayor a $0.85 f_c'$: si se considera el modelo de Park et al. (1982), la resistencia $f_c = k f_c'$, pero el valor de k es mayor a la unidad y depende del confinamiento del refuerzo transversal. Con respecto al acero sucede algo similar, ya que el esfuerzo del acero es mayor a f_y , en la zona de endurecimiento. De tal manera que las secciones que se diseñan tienen mayor capacidad resistente a las que se diseñan.

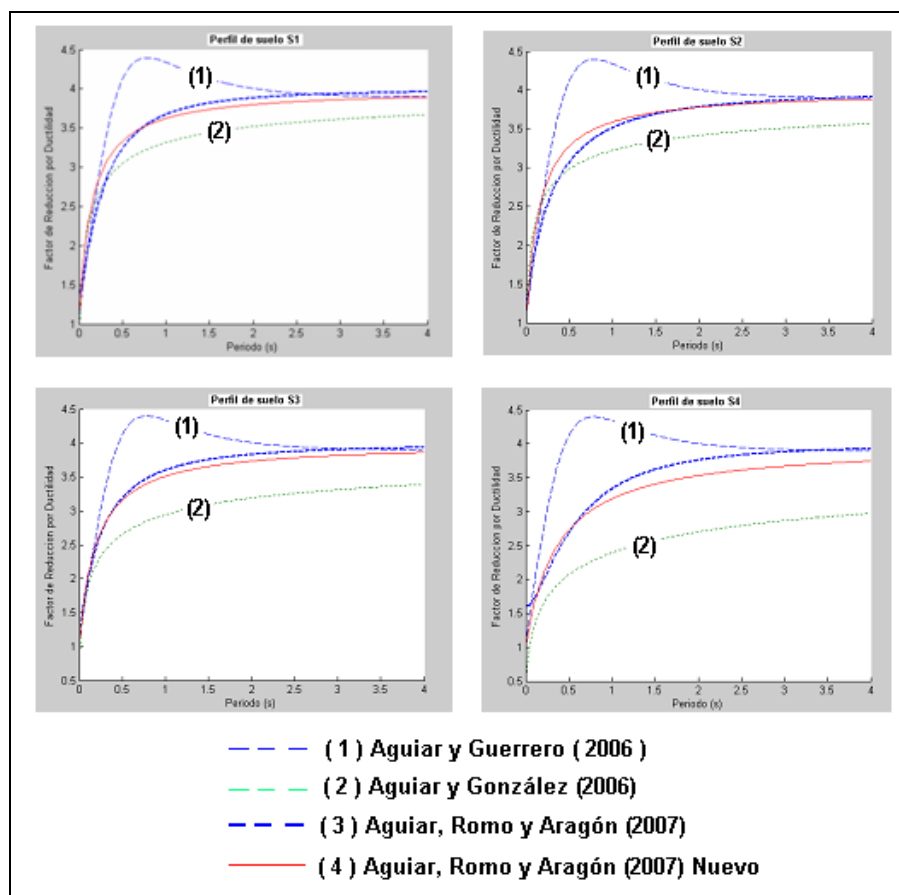


Figura 1: Factores R_μ encontrados para el Ecuador, para ductilidad 4.

Esto y otros factores como los requerimientos exigidos para tener columna fuerte – viga débil o nudo fuerte – viga débil, conducen a tener sobre resistencia en las estructuras y porqué no mencionar a los sistemas constructivos, sobre todo al control de la calidad de la construcción, que también afectan a la sobre resistencia.

A continuación se describen varios trabajos que se han realizado en edificios de Hormigón Armado (H.A.) sobre el cálculo de R_Ω .

Osteraas y Krawinkler (1990) realizaron estudios en tres sistemas estructurales, el primero en base a pórticos distribuidos resistentes a momentos. Estos autores hallaron que R_Ω varía entre 2.1 a 6.5: el primer valor corresponde a períodos largos, 4 seg., y el segundo a períodos cortos. El segundo sistema considerado por Osteraas y Krawinkler fueron pórticos perimetrales resistentes: aquí, R_Ω varía entre 1.8 a 3.5. Nuevamente el primer valor es para períodos largos, 4 seg., y el segundo a períodos cortos. El tercer sistema estructural estudiado por los mismos autores son los pórticos con diagonales: aquí R_Ω varía entre 2.2 a 2.8. El primer valor está asociado a un periodo de 0.9 seg., y el segundo a 0.1 seg. La geometría en planta tiene 3 ejes de columnas en un sentido y 5 ejes de columnas en el otro sentido; se hallan ubicadas en la zona sísmica 4 del código UBC y sobre un perfil de suelo S2.

Freeman (1990) encontró que el factor R_Ω es igual a 2.8 en una estructura de H.A. de 4 pisos y $R_\Omega = 4.8$ en una de siete pisos.

Uang y Maarouf (1993) analizaron un edificio de H.A. de seis pisos, con pórticos perimetrales resistentes, que fue sacudido por el sismo de Loma Prieta de 1989 y se halló un R_Ω igual a 1.9.

Hwang y Shinozuka (1994) estudiaron un edificio de cuatro pisos de HA situada en la zona sísmica 2 del código UBC y se encontró que $R_\Omega = 2.2$.

En el trabajo de Vielma et al. (2006) se presentan otros resultados de R_{Ω} en edificios de H.A. En base a todos estos trabajos se presenta en la Tabla 3 los resultados encontrados sobre este factor.

Tabla 3: Valores de R_{Ω} en edificios de H.A.

Autor	Casos estudiados	R_{Ω}
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórticos distribuidos resistentes a momentos. Zona 4 UBC, suelo S2.	2.1 – 6.5
	Pórticos perimetrales resistentes	1.8 – 3.5
	Pórticos con diagonales	2.2 – 2.8
Freeman (1990)	Edificio de 4 pisos	2.8
	Edificio de 7 pisos	4.8
Miranda y Bertero (1989)	Edificios de baja altura de México	2 – 5
Cassis y Bonelli (1992)	Edificios con muros y pórticos de Chile	3 – 5
Zhu et al. (1992)	Edificio de 4 pisos. En 3 zonas sísmicas de Canadá.	1.23 – 1.71
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de 6 pisos. Loma Prieta (1989)	1.9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de 4 pisos. Zona 2 del UBC	2.2
Fischinger et al (1994)	Edificios de mediana y baja altura	1.6 – 4.6
Jain and Navin (1995)	Edificios de 3, 6 y 9 pisos en Zona 5 de India	2 – 3
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de H.A.	2.0 – 2.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de mediana altura e irregularidad vertical	2.0 – 3.0

Al analizar los resultados de la Tabla 3 se puede ver que el rango de variación de R_{Ω} es muy grande: se tienen valores desde 1.23 a 6.5. Por otra parte, parece ser que los valores tan altos de R_{Ω} , en algunos casos, reflejan el aporte de la losa de entrepiso y de la mampostería y elementos no estructurales que normalmente no se los considera en el cálculo de R_{Ω} . Otro aspecto para explicar el rango de variación puede ser debido a que ante cargas cíclicas los materiales tienen mayor resistencia que ante cargas estáticas.

FACTOR DE REDUNDANCIA

La redundancia es la capacidad de respuesta en el rango no lineal que tiene una estructura; mientras más elementos tenga una estructura tendrá mayor redundancia. Hay dos corrientes para determinar el factor de redundancia, la primera en forma determinística y la segunda en forma probabilística (Furata et al., 1985).

Frangopol y Curley (1987) examinaron los efectos de la redundancia en la confiabilidad de puentes y pórticos; ellos demostraron que el grado de indeterminación estática no es suficiente para medir la redundancia e introdujeron medidas de la redundancia tomando en cuenta el aspecto determinístico y probabilístico.

En Husain y Tsopelas (2004) se presentan varios trabajos sobre la definición del factor de redundancia y la forma de obtenerlo. Adicionalmente, proponen una forma de calcularlo basado en el índice de resistencia r_s y en el índice de variación de redundancia r_v , los que se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$r_s = \frac{S_U}{S_{NR}} \quad (8)$$

$$r_v = \sqrt{\frac{1 + (n+1) \bar{\rho}}{n}} \quad (9)$$

donde S_U es el cortante basal máximo que puede resistir la estructura; S_{NR} es el cortante basal que tendría la estructura en el caso de no tener redundancia; n es el número de rótulas plásticas para el mecanismo de colapso considerado y $\bar{\rho}$ es el coeficiente de correlación promedio de las deformaciones.

El índice r_V representa los efectos probabilísticos en el factor de redundancia y varía entre 0 y 1. Un valor de $r_V = 1$ indica que la estructura no tiene redundancia y $r_V = 0$ corresponde a un sistema con redundancia infinita: aquí se requiere infinito número de rótulas plásticas para que se forme un mecanismo de colapso.

En base a estos dos índices, Tsopelas y Husain (2004) determinaron el factor de redundancia R_R con la siguiente ecuación:

$$R_R = r_S \left(\frac{1 - k \nu_e r_V}{1 - k \nu_e} \right) \quad (10)$$

donde ν_e es el coeficiente de variación de las fuerzas; k es un factor de forma de la resistencia que varía entre 1.5 y 2.5.

RELACIÓN ENTRE DERIVA DE PISO Y DERIVA GLOBAL

En la metodología que se propone en el siguiente apartado para hallar R_Ω , se necesita establecer una relación entre la deriva máxima de piso γ , con la deriva global de la estructura γ_g . Se conoce que:

$$\gamma_g = \frac{D_t}{H} \quad (11)$$

$$\gamma_i = \frac{D_i - D_{i-1}}{h_i} \quad (12)$$

donde D_t es el desplazamiento lateral máximo en el tope de un edificio; H es la altura total del edificio; D_i es el desplazamiento lateral en el piso i ; h_i es la altura del entrepiso i ; γ_i es la deriva del piso i . El mayor valor de los γ_i es γ . Se define la relación entre la deriva de piso y la deriva global de la siguiente manera:

$$\gamma = \beta_2 \gamma_g \quad (13)$$

Para determinar el parámetro β_2 se realizó un análisis no lineal en 120 estructuras de H.A. de 1 a 10 pisos, conformadas por vigas y columnas, sin muros de corte, ante la acción de 32 acelerogramas de sismos registrados en Colombia, Ecuador, Perú, Argentina y Chile, con aceleraciones máximas del suelo mayores a 0.10g, siendo g la aceleración de la gravedad (Aguar, 2006; Aguiar et al., 2006).

En la Figura 2 se muestran los valores medios del parámetro β_2 encontrado para cada grupo de edificios. Para las estructuras de un piso, $\beta_2 = 1$ ya que $\gamma_g = \gamma$. Los mayores valores de β_2 se hallan en los edificios de 6 y 7 pisos y tienen un valor de 1.66. En base a estos valores se ajustó una curva, en función del número de pisos N . La misma está definida por:

$$\begin{aligned} \beta_2 &= -0.0231 N^2 + 0.3018 N + 0.6759 \\ \beta_2 &\geq 1 \end{aligned} \quad (14)$$

En la Figura 3 se presenta la desviación estándar obtenida en función del número de pisos. La mayor desviación se halló en los edificios de 7 pisos, con un valor de 0.275.

Otro trabajo para hallar β_2 es el de Miranda y Reyes (2002) quienes resuelven una viga de corte acoplada a una viga de flexión de sección variable y determinan β_2 en función de δ que es la relación entre la rigidez lateral en el tope del edificio con respecto a la rigidez lateral en la base; es función también de α_0 que a su vez depende de la altura total del edificio, de la relación entre la rigidez al corte GA con respecto a la rigidez a flexión EI . En la Tabla 4 se muestran algunos valores de β_2 y como se aprecia no está en función del número de pisos.

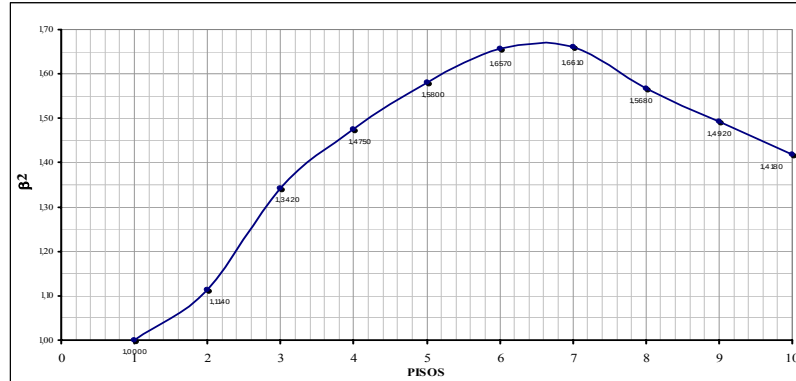


Figura 2: Valores medios del parámetro β_2 en función del número de pisos.

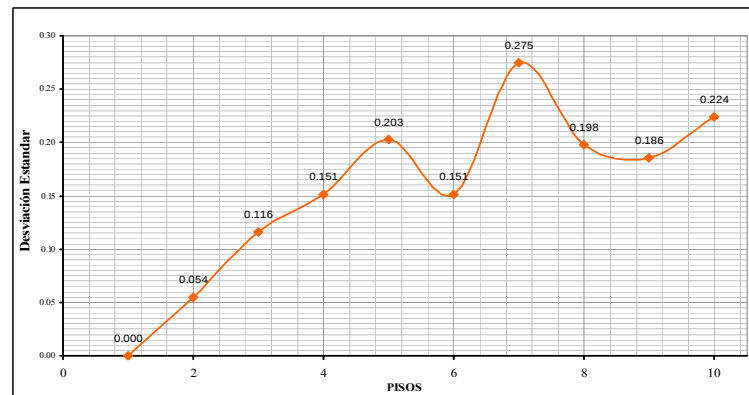


Figura 3: Desviación estándar del parámetro β_2 en función del número de pisos.

Zavala et al. (2004), al analizar estructuras de H.A. con períodos comprendidos entre 0.4 y 1.2 seg, encuentran valores de β_2 que están entre 1.4 y 1.6; para períodos menores a 0.4 seg, los valores decrecen.

Tabla 4: β_2 para diferentes valores de δ y α_0 usando propuesta de Miranda y Reyes (2002).

	$\delta = 1.00$	$\delta = 0.75$	$\delta = 0.50$	$\delta = 0.25$
$\alpha_0 = 5$	1.39	1.34	1.28	1.24
$\alpha_0 = 10$	1.46	1.40	1.33	1.25

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA HALLAR R_{Ω}

Se propone encontrar R_{Ω} en función de la deriva máxima de piso γ . Si una estructura es diseñada para un valor de γ pequeño, tendrá desplazamientos laterales bajos, y no habrá mayor daño en los elementos no estructurales ya que será muy rígida de tal manera que R_{Ω} será alto. Con este preámbulo se propone el siguiente procedimiento para hallar R_{Ω} .

- i. Se determina la curva de capacidad sísmica resistente de la estructura, que relaciona el desplazamiento lateral máximo en el tope D_t con el cortante basal V , mediante un análisis no lineal estático, empleando la técnica del “pushover” (o empuje lateral). Las cargas laterales incrementales que se colocan en cada piso son proporcionales a la forma del primer modo de vibración. En la Figura 4 se presenta esta curva para una determinada estructura.
- ii. A partir de la curva D_t - V se encuentra la relación γ_g - V . Para ello los valores de D_t de la curva de capacidad sísmica resistente se dividen para la altura total del edificio. En la Figura 5 se presenta esta curva para la estructura cuya curva de capacidad es la indicada en la Figura 4.

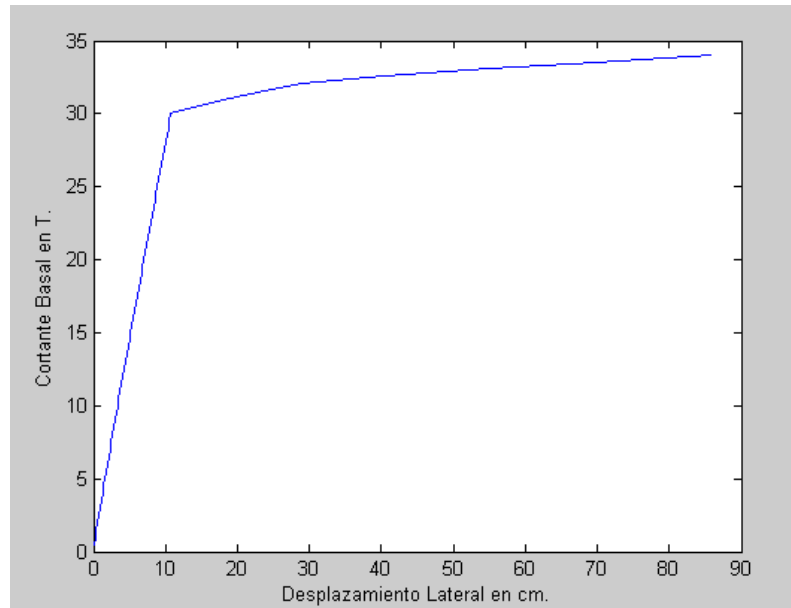


Figura 4: Curva de capacidad sísmica resistente.

- iii. Se halla la curva de capacidad en el formato γ - V , para lo cual se obtiene γ con la siguiente ecuación.

$$\gamma = (-0.0231 N^2 + 0.3018 N + 0.6759) \gamma_g \quad (15)$$

En la Figura 6 se presenta esta relación γ - V . Al aplicar la técnica del “pushover”, también se puede encontrar directamente la curva que relaciona la deriva máxima de piso γ con el cortante basal V .

- iv. Con la curva γ - V se puede hallar R_{Ω} para diferentes valores de γ , aplicando la ecuación (6). En la Figura 6, se ilustra el cálculo para $\gamma = 1.5\%$.

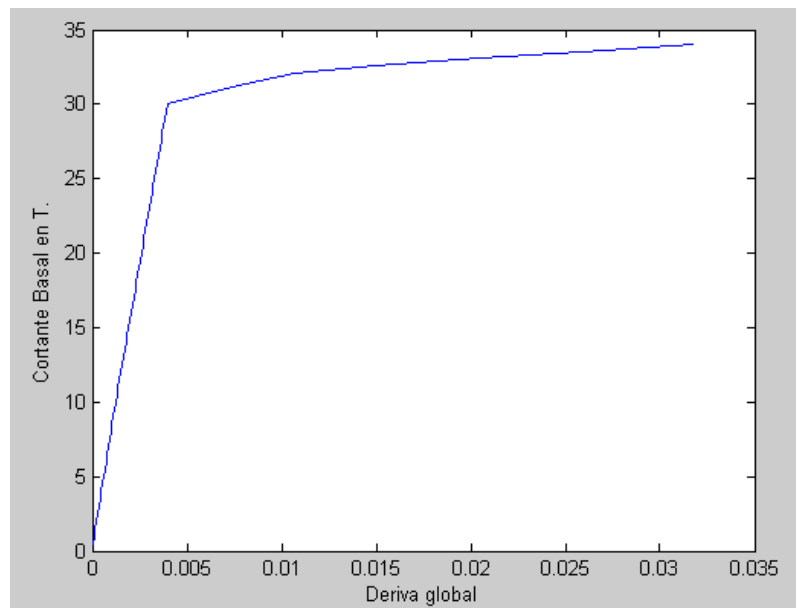


Figura 5: Curva de capacidad que relaciona $\gamma_g - V$.

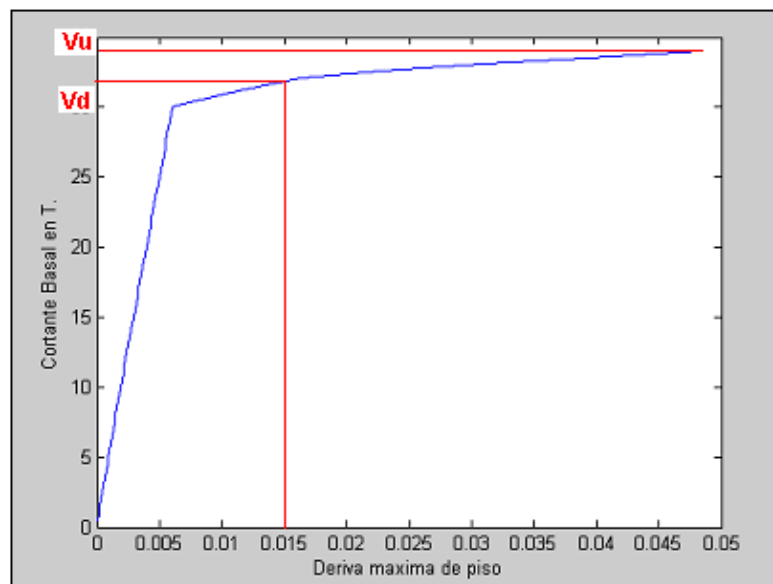


Figura 6: Relación entre la deriva máxima de piso y el cortante basal.

RESULTADOS DE R_Ω EN FUNCIÓN DE γ

Se analizaron 216 edificios, de dos vanos de uno a seis pisos de H.A., con la configuración en planta indicada a la izquierda de la Figura 7, e igual número de edificios pero de tres vanos, con las luces indicadas a la derecha de la Figura 7.

Las dimensiones de las columnas varían desde 20/20 para las estructuras de dos vanos, para un piso, hasta 45/45 en la planta baja para las de 6 pisos; las vigas son de 20/20 para las de un piso hasta 50/30 en planta baja para las de 6 pisos. La primera dimensión es la base y la segunda la altura, de tal forma que son estructuras bastante flexibles pero responden a la forma como se construye en el Ecuador, en que las vigas no sobresalen de la losa o sobresalen muy poco.

En Aguiar y Mora (2007) se detalla la geometría, cargas actuantes, armadura longitudinal y transversal de sus elementos, de las estructuras con luces de 4.0 m.

Para las estructuras de 3 vanos y luces de 5.0 m., las columnas de un piso son de 30/30 y vigas de 40/20. Las columnas de seis pisos de 65/65 y las vigas de 50/60 en la planta baja. En Aguiar et al. (2007b) se describe la geometría y armado de las columnas y vigas de las estructuras de 3 vanos.

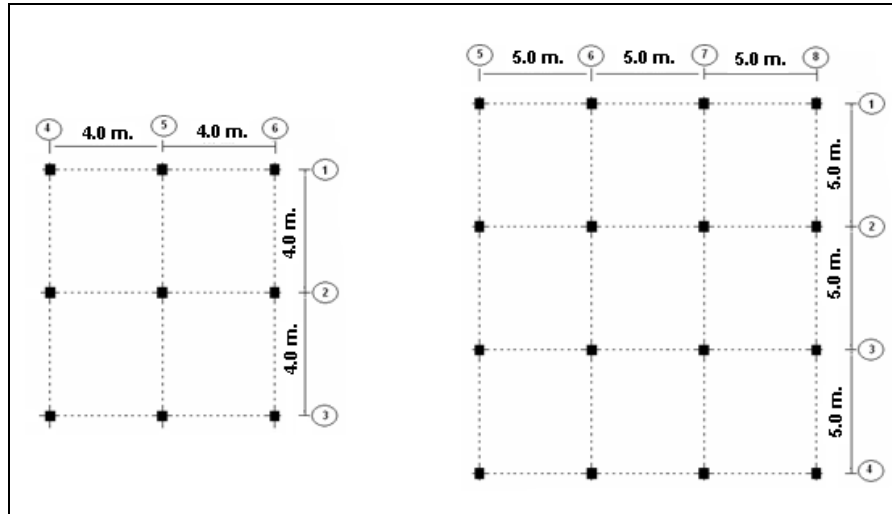


Figura 7: Distribución en planta de edificios analizados.

Si en la curva de capacidad sísmica resistente se determina un modelo bilineal, con rigidez K_e para la zona elástica y K_p para el rango no lineal, se define $\alpha = K_p / K_e$. Los valores promedios de α para las estructuras analizadas se indican en la Tabla 5.

Tabla 5: Valores medios del parámetro α .

Número de Pisos	Dos vanos	Tres vanos
1	0.152	0.077
2	0.096	0.057
3	0.061	0.058
4	0.066	0.063
5	0.063	0.075
6	0.056	0.063

En la Figura 8 se presentan los valores medios de R_Ω encontrados para grupo de edificios, de un piso, de dos pisos, hasta edificios de seis pisos y para los casos de estructuras con dos vanos y tres vanos. Los valores medios de R_Ω encontrados varían entre 1.06 para $\gamma = 2\%$ hasta 2.4 para $\gamma = 0.5\%$.

Uno de los objetivos del estudio era ver si el número de vanos influye en el valor de R_Ω pero no se encontró ninguna regla. En las estructuras de cinco pisos se tiene mayor R_Ω en las estructuras de tres vanos, pero en las de tres pisos sucede lo contrario y en las de seis pisos son prácticamente iguales. De tal manera que en el estudio no se halló una relación que permita afirmar que a mayor número de vanos se tiene mayor R_Ω .

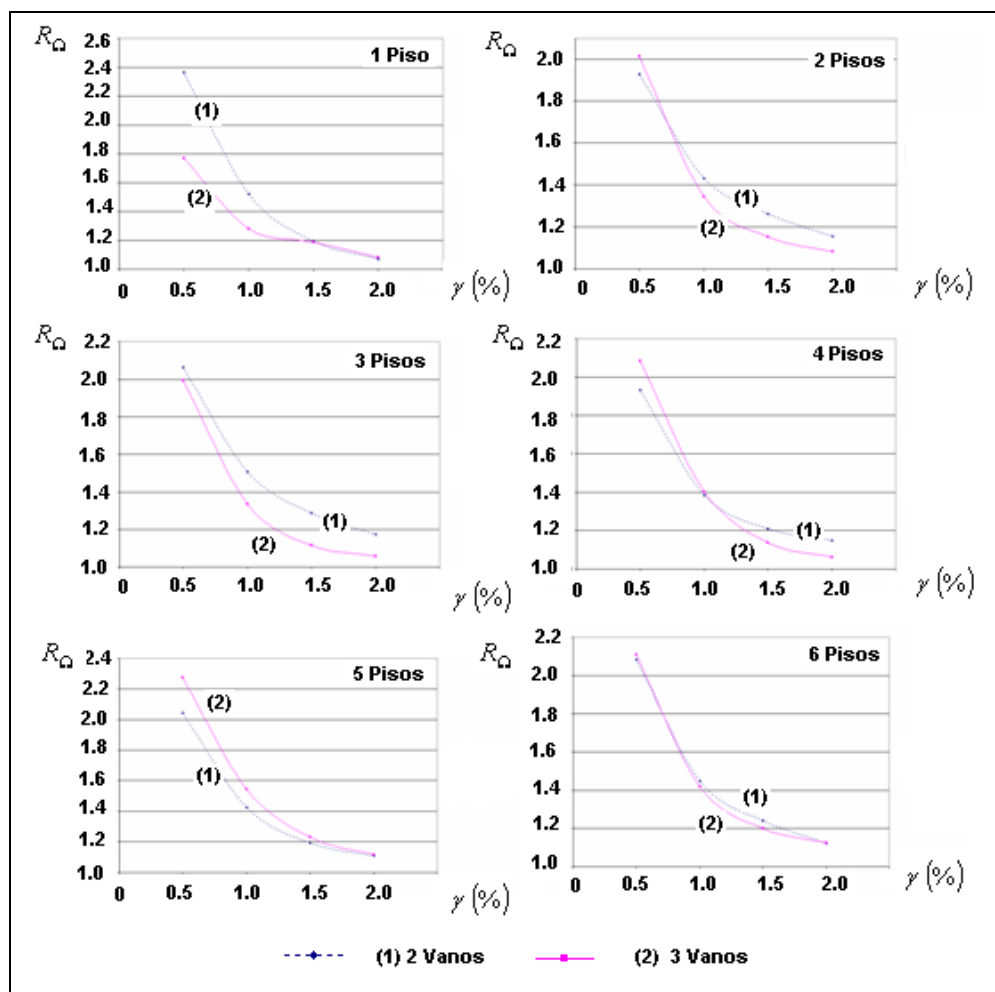


Figura 8: Relación deriva de piso y sobre resistencia.

RESULTADOS DE R_{Ω} Y $R_{\Omega L}$

Por otra parte, se diseñaron dos edificios de 4 pisos cada uno, con la distribución en planta indicada en la Figura 7, para la zona sísmica 4 del CEC-2000 que está caracterizada por una aceleración máxima del suelo en roca de $0.4g$, y sobre un perfil de suelo S2. Se utilizó un valor de reducción de las fuerzas sísmicas $R = 4.5$ para los dos casos.

En la Tabla 6 se justifica el valor de $R = 4.5$ asumido en el análisis sísmico. En la primera columna se indican los períodos de vibración de las estructuras calculadas con inercias agrietadas, de acuerdo al CEC-2000. A base a estos valores y al usar la ecuación (1), se hallan los valores de R_{μ} indicados en la segunda columna. En la tercera columna se indica la distorsión máxima de piso γ hallada del análisis sísmico para el valor de R indicado y considerando un modelo de tres grados de libertad por planta. Con estos valores se halla el valor de R_{Ω} en la Figura 8, para las estructuras de cuatro pisos. En la última columna se indica el producto de $R_{\mu} R_{\Omega}$. El valor de R_r se consideró que es mayor a la unidad. Con todo esto se decidió calcular con $R = 4.5$.

Tabla 6: Factores R_{μ} y R_{Ω} para los dos edificios diseñados.

T (s.)	R_{μ}	γ (%)	R_{Ω}	$R_{\mu} R_{\Omega}$
0.866	3.54	1.48	1.20	4.248
0.905	3.55	1.54	1.16	4.118

El análisis sísmico se realizó para el espectro del CEC-2000 y el diseño con el ACI-2002 en el cual no se mayorar el estado de cargas sísmico. Al considerar el valor de $R = 4.5$ no se debe mayorar las acciones sísmicas en las combinaciones de carga. Se deben mayorar las acciones sísmicas si se toman los valores R del CEC-2000. En este sentido se considera que el espectro es de servicio, pero si trabaja con el valor de $R = 4.5$ o similares, no se mayorar la acción sísmica.

Una vez obtenida la armadura longitudinal y transversal en cada uno de los elementos, se encontró el diagrama Momento Curvatura $M-\phi$ de cada sección empleando el programa CEINCI1, que considera el modelo de hormigón confinado de Park et al. (1982) y el modelo trilineal para el acero con incremento de resistencia en la zona de endurecimiento. Para el análisis se utilizan estos modelos pero para el diseño se trabaja con el bloque rectangular del ACI y con el modelo elasto plástico para el acero.

Luego se obtuvo la sobre resistencia local con la siguiente ecuación.

$$R_{\Omega L} = \frac{\phi M_U}{M_D} \quad (16)$$

donde M_U es la capacidad máxima a flexión de vigas y columnas; M_D es el momento de diseño; ϕ es el factor de minoración de esfuerzos; para vigas $\phi = 0.9$, para columnas ϕ varía entre 0.7 y 0.9 dependiendo de la carga axial de diseño. Los diagramas $M-\phi$ de las columnas se obtuvieron en función de la carga axial actuante (Aguilar y Torres, 2007). Los resultados de $R_{\Omega L}$ se indican en la Figura 9 para un pórtico central de la estructura de dos vanos y en la Figura 10 para un pórtico exterior de la estructura de tres vanos.

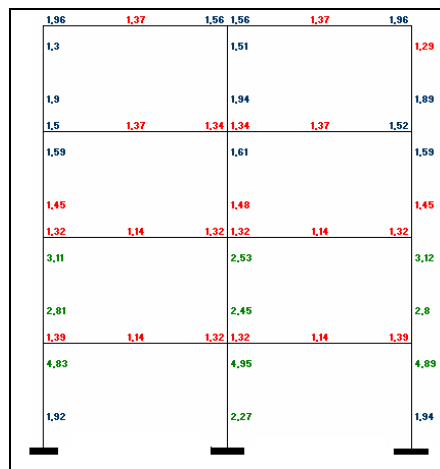


Figura 9: Valores de $R_{\Omega L}$ en pórtico central de estructura de dos vanos.

Con los resultados encontrados se halló los valores medios de $R_{\Omega L}$ tanto en vigas como en columnas, los mismos que se indican en la Tabla 7. El valor medio de $R_{\Omega L}$ fue de 2.045 para la estructura de 2 vanos y de 1.853 para la de 3 vanos.

Tabla 7: Valores medios de $R_{\Omega L}$ y R_{Ω} encontrados en el estudio.

Pórtico	Edificio de 2 vanos			Edificio de 3 vanos		
	Vigas	Columnas	Promedio	Vigas	Columnas	Promedio
Exterior	1.843	2.582	2.212	1.170	2.659	1.914
Interior	1.395	2.359	1.877	1.140	2.44	1.793
	$R_{\Omega L} = 2.045$			$R_{\Omega L} = 1.853$		
	$R_{\Omega} = 1.196$			$R_{\Omega} = 1.072$		

Por otra parte, siguiendo la metodología descrita en párrafos anteriores y tomando en cuenta que la deriva máxima de piso encontrada en el análisis sísmico fue de 1.48% en la estructura de dos vanos y de 1.54 % en la estructura de tres vanos, se halló la sobre resistencia global R_Q que fue de 1.196 en la de dos vanos y de 1.072 en la de tres vanos. De tal manera que la sobre resistencia global es menor que la sobre resistencia local.

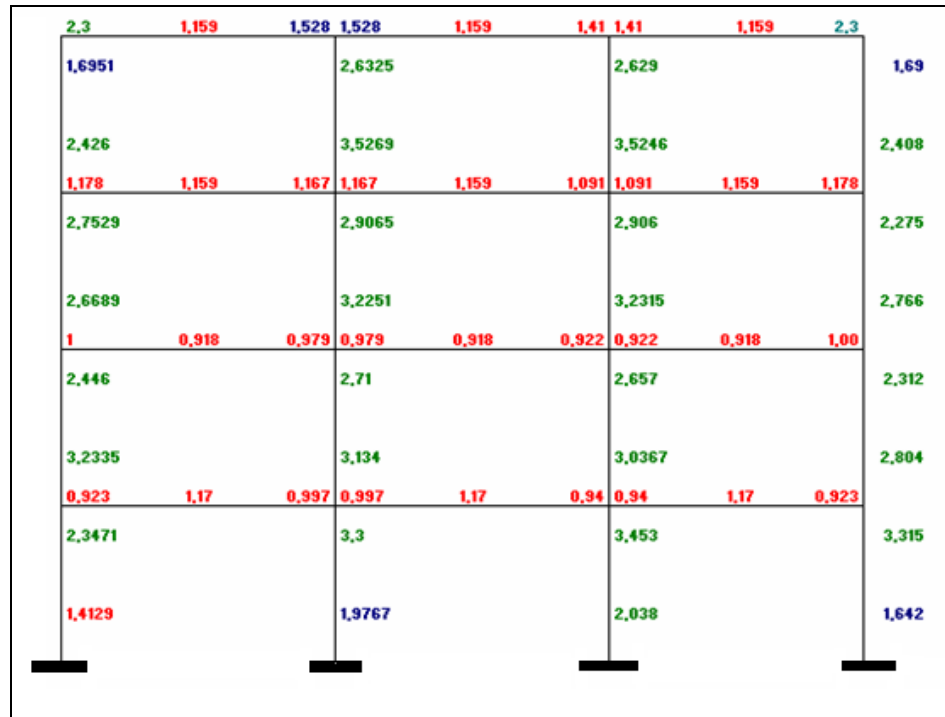


Figura 10: Valores de R_{QL} en pórtico exterior de estructura de tres vanos.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una metodología para hallar la sobre resistencia de un edificio en función de la deriva máxima de piso y luego se han evaluado 432 estructuras de uno a seis pisos de hormigón armado; la mitad de estas estructuras son de dos vanos y la otra mitad de tres vanos.

Por otra parte, se ha encontrado la sobre resistencia local y global de dos edificios de cuatro pisos, el uno tiene dos vanos en cada dirección y el otro tiene tres vanos. Del estudio realizado se desprende, lo siguiente:

- La sobre resistencia media encontrada varía desde 1.06 para derivas de piso máxima del 2% hasta 2.4 para derivas de piso del 0.5%.
- No se encontró una relación que permita indicar que a mayor número de vanos se tiene mayor sobre resistencia.
- La sobre resistencia a nivel local es mayor que la resistencia a nivel global.

AGRADECIMIENTOS

A la Escuela Politécnica del Ejército por haber financiado el proyecto de investigación “Factor de reducción de las fuerzas sísmicas”. Los resultados presentados en este artículo son una parte de este proyecto.

REFERENCIAS

- ACI 318S-05 (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318 S-05)*, Versión en Español del ACI, American Concrete Institute, Fundación Capítulo Ecuador del ACI, Quito, Ecuador.
- Aguiar, R. (2006). “Deriva máxima de piso y curvas de fragilidad en edificios de hormigón armado”, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, 188 p., Quito, Ecuador.
- Aguiar, R., González, A., Huidobro, G., Bobadilla, C. y Robalino, C. (2006). “Relación entre el cálculo inelástico a elástico de la deriva máxima de piso con respecto a la deriva global”, *Revista Infociencia*, ESPE de Latacunga, Vol. 1, No 1, pp.1-6. Latacunga, Ecuador.
- Aguiar, R. y Guerrero, P. (2006). “Relación entre desplazamiento máximo: inelástico a elástico en la evaluación del drift”, *XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Universidad Estatal de Campiñas, pp.3056-3066, Campiñas, Brasil.
- Aguiar, R. y González, A. (2006). “Influencia del suelo en el cálculo de la relación entre el desplazamiento máximo inelástico a elástico”, *II Congreso de Ingeniería Estructural y Puentes*, Instituto de la Construcción y Gerencia, 10 p., Lima, Perú.
- Aguiar, R., Romo, M. y Aragón, E. (2007a). “Estimación de demandas inelásticas de desplazamiento en osciladores bilineales sujetos a movimientos sísmicos en Ecuador”, *IX Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, EIPAC, Salta, Argentina.
- Aguiar, R. y Mora, P. (2007). “Sobre resistencia global en función de la deriva máxima de piso”, *II Congreso de Ciencia y Tecnología*, Escuela Politécnica del Ejército, pp.1-19, Quito, Ecuador.
- Aguiar, R., Guadalupe, M. y Mora, P. (2007b). “Comparación de la sobre resistencia global en función de la deriva máxima de piso en edificios de dos y tres vanos”, *II Congreso de Ciencia y Tecnología*, Escuela Politécnica del Ejército, pp. 73-86, Quito, Ecuador.
- Aguiar, R. y Torres, F. (2007). “Sobre resistencia local y global en función de la deriva máxima de piso en edificios de hormigón armado sin muros de corte”, aceptado para su publicación en *Revista del Colegio de Ingenieros Civiles de Manabí*, 11 p., Portoviejo, Ecuador.
- Aguiar, R. (2007). “Propuestas sobre el factor de reducción de resistencia por ductilidad”, enviado para su posible publicación en el *Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, Universidad Central de Venezuela, 25 p.
- ATC-19 (1995). *Structural Response Modification Factors*, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Cassis, J. y Bonelli, P. (1992). “Lessons learned from the March 3, 1985 Chile earthquake and related research”, *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol. X, pp. 5675-5680.
- CEC-2000 (2000). *Nuevo Código Ecuatoriano de Construcción*, Instituto Ecuatoriano de Normalización, Quito, Ecuador, 75 p.
- COVENIN 1756-98 (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*, Ministerio de Desarrollo Urbano, FUNVISIS, Caracas, Venezuela.
- Daza, L. (2003). “Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta”, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 3, Nro. 1, pp. 33-48.
- Freeman, S. (1990). “On the correlation of code forces to earthquake demands”, *Proceedings of the 4th U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices*, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- E.030 (2006). *Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación E.030*, Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.
- Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002). “Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced concrete buildings”, *Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 11, pp.329-351.
- Frangopol, D. y Curley, J. (1987). “Effects of damage and redundancy on structural reliability”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 113, No. 7, pp. 1533-1549.
- Fischinger, M., Fajfar, P. y Vidic, T. (1994). “Factors contributing to the response reduction”, *Proceedings of the Fifth US National Congress on Earthquake Engineering*, pp. 97-106, Chicago, Illinois, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- Furata, H., Shinozuka, M. y Yao, J. (1985). “Probabilistic and fuzzy interpretation of redundancy in structural systems”, *Proceedings of the First International Fuzzy Systems Association Congress*, Palma de Mallorca, Spain.

- Husain, M. y Tsopelas, P. (2004). "Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings. I: redundancy indices", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No.11, pp. 1651- 1658.
- Hwang y Shinozuka (1994). "Effect of large earthquake on the design of buildings in eastern United States", *Proceedings of the 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland , California, pp. 223-231.
- Jain, S. y Navin, R. (1995). "Seismic overstrength in reinforced concrete frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No 3, pp. 580-585.
- Meli, R. y Ávila, J. (1988). "Analysis of building response", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, pp. 1-18.
- Miranda, E. y Bertero, V. (1989). "Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 121-143.
- Miranda, E. (2000). "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 10, pp. 1150-1159.
- Miranda, E., y Bertero, V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design", *Earthquake Spectra*, Vol. 10, No. 2, pp. 357-379.
- Miranda, E. y Reyes, C. (2002). "Approximate lateral drift demands in multistory buildings with no uniform stiffness", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 7, pp. 840-849.
- Nassar, A. y Krawinkler, H. (1991). *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*, Report # 95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Newmark, N. (1962). *An Evaluation of Scaling Methods for Earthquake Response Spectra*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 449, Urbana, Illinois.
- Newmark, N. y Hall, W. (1973). "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", *Report No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation*, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, DC, pp. 209-236.
- Newmark, N. y Hall, W. (1982). *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- NSR-98 (1998). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Tomo 1, Bogotá, Colombia.
- Osteraas, J. y Krawinkler (1990). *Strength and Ductility Considerations on Seismic Design*, Report # 90, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Ordaz, M. y Pérez, L. (1999). *Estimación de espectros de respuesta elastoplástica*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Cuaderno de Investigación 48, 29 p, México.
- Panagiotakos, T. B. y Fardis, M. N. (1998). "Effect of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2, Nro. 1, pp. 113-145.
- Park, R., Priestley, M. y Gill, W. (1982). "Ductility of square confined concrete columns", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.
- Riddell, R. y Newmark, N. (1979). *Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 468, Urbana, Illinois.
- Tsopelas, P. y Husain, M. (2004). "Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings II: redundancy response modification factor", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, pp. 1659-1666.
- Uang, C. y Maarouf, A. (1993). "Safety and economy considerations of UBC seismic force reduction factors", *Proceedings of the National Earthquake Conference*, Central United States Earthquake Consortium, pp. 121-130, Memphis, Tennessee.
- Ulloa, R. L. y Santana G. (2004). "Código sísmico de Costa Rica Versión 2002. Factores de reducción de resistencia por ductilidad", *Revista de Ingeniería, Universidad de Costa Rica*, Vol. 4, Nro. 1- 2, pp. 15-30.
- Veletsos, A. S. y Newmark, N. M. (1960). "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions", *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Science Council of Japan, Tokyo, Vol. II, pp. 895-912.
- Vielma, J.C., Barbat, A. y Oller, S. (2006). "Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudios comparativos entre códigos", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Vol. 11, No. 1, pp. 77-106.

- Whitney, C. (1942). "Plastic Theory of Reinforced Concrete Design", *Transactions of the American Society of Engineers*, Vol. 107, pp. 251-326.
- Zavala, C., Scaletti H. y Proaño R. (2004). "Estimación de la respuesta sísmica en estructuras en base a sistemas de 1 gdl para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica", Presentación en PowerPoint, *Seminario Internacional de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico*, Lima, Perú.
- Zhu, T., Tso W. y Heidebrecht, A. (1992). "Seismic performance of reinforced concrete ductile moment-resisting frame buildings located in different seismic regions", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.19, No.4, pp. 688-710.