

Sobre resistencia local en doce edificios de hormigón armado

Roberto Aguiar Falconí¹ y Fabián Torres²

Resumen

Se diseñó doce edificios de hormigón armado, compuesto por vigas y columnas, sin muros de corte, para la zona cuatro del Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000, que está caracterizada por una aceleración máxima del suelo en roca del 40% de la aceleración de la gravedad y se encontró el factor de sobre resistencia local, de cada una de las vigas, en el nudo inicial, centro de luz y nudo final; para las columnas se obtuvo en cabeza y pie. Luego en base a la curva de capacidad sísmica resistente, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo, se obtuvo la sobre resistencia global en cada uno de los edificios.

Con toda esta información, se presenta la sobre resistencia local promedio, en vigas y columnas, tanto de los pórticos exteriores como de los pórticos interiores. Se muestra además la variación de la sobre resistencia local y global en función de la deriva máxima de piso y en función del período fundamental de vibración.

Palabras claves: Pushover. Sobre resistencia local. Deriva de piso.

¹ Prof. Dr. Ing. Escuela Politécnica del Ejército, Centro de Investigaciones Científicas, Av. El Progreso s/n, Valle de los Chillos, Ecuador. E-mail: raguiar@espe.edu.ec

² Ing. estudiante de Post Grado de la Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador.

1 Introducción

La mayor parte de normativas sísmicas establecen un espectro elástico y factores de reducción de las fuerzas sísmicas R , para diferentes tipologías estructurales, con los cuales se obtiene un espectro inelástico de diseño a partir del espectro elástico. Las fuerzas que se obtienen con el espectro inelástico son bastante más bajas con respecto a las que se encuentran con el espectro elástico.

Al diseñar para fuerzas reducidas se espera daño en la estructura ante la acción del sismo especificado en la normativa, el mismo que normalmente tiene un período de retorno de 475 años y consecuentemente una baja probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura. Se espera que el daño se produzca en lugares visibles de tal manera que se pueda reparar pero no debe colapsar la edificación.

De tal manera que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R debe tomar en cuenta la disipación de energía, el incremento de amortiguamiento, la sobre resistencia que tiene la estructura y la redundancia, fundamentalmente.

Existen varias propuestas para determinar el factor R , en base a cuatro factores, Bertero et al. (1991), Miranda (1997).

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_R R_{VG} \quad (1)$$

Donde R_{μ} es el factor de resistencia por ductilidad. Este es el factor que toma en cuenta la disipación de energía por comportamiento no lineal pero en un sistema de un grado de libertad; R_{Ω} es el factor de sobre resistencia, R_R es el factor de redundancia y R_{VG} es un factor de reducción que toma en cuenta los múltiples grados de libertad que tiene una estructura. El ATC-19 (Applied Technology Council, 1995) no considera el factor R_{VG} de tal manera que el factor R es el producto de los tres primeros factores indicados en la ecuación (1).

2 Factor de resistencia por ductilidad

Hay dos formas de calcular R_{μ} la primera en base a desplazamientos y la segunda en base a fuerzas. En la primera forma, R_{μ} se halla con las siguientes ecuaciones:

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{C_{\mu}} \quad C_{\mu} = \frac{\Delta_{INE}}{S_d} \quad (2)$$

Siendo μ la ductilidad del sistema, Δ_{INE} el máximo desplazamiento inelástico y S_d el máximo desplazamiento elástico. 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.

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

Existe una gran cantidad de trabajos para determinar el factor de resistencia por ductilidad R_{μ} desde los clásicos realizados en el siglo pasado, como los desarrollados por: Newmark y Veletsos (1960), Newmark y Hall (1973, 1982), Ridell y Newmark (1979) pero no por esto han dejado de tener vigencia. Es mas, el trabajo de Ridell y Newmark (1979) ha sido acogido por la Norma Sísmica de Costa Rica (2002), una de las bondades de este trabajo es que en su formulación incorpora el factor de amortiguamiento ξ por comportamiento inelástico de la estructura, de tal manera que se tiene un factor $R_{\mu, \xi}$. Algunos de los trabajos desarrollados en el presente siglo son el de Miranda (2000), Lobo et al. (2004) y Chopra (2005).

En el Ecuador se han realizado cuatro trabajos por parte de Aguiar y Guerrero (2006), Aguiar y González (2006) y dos por Aguiar et al. (2007), los mismos que se presentan a continuación.

Aguiar y Guerrero (2006) en base a 63 acelerogramas registrados en Colombia, Perú, Chile y Argentina con aceleraciones máximas del suelo mayores a 0.15 g., obtienen:

$$\begin{aligned} C_{\mu} &= \frac{\mu}{[c(\mu - 1) + 1]^{1/c}} & R_{\mu} &= [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \\ c &= \frac{T^{2.07}}{1 + T^{2.07}} + \frac{0.381}{T} & \text{para } \alpha &= 0.0 \\ c &= \frac{T^{1.247}}{1 + T^{1.247}} + \frac{0.248}{T} & \text{para } \alpha &= 0.05 \end{aligned} \quad (4)$$

Donde α es la relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez elástica, $\alpha = 0$ corresponde a un modelo elasto perfectamente plástico; T es el período fundamental de la estructura.

En el trabajo de Aguiar y Guerrero (2006) no se clasificaron los acelerogramas de acuerdo al tipo de suelo en que fueron registrados, por que no se conocía con certeza esta información, razón por la cual se decidió generar 28 sismos artificiales que reproduzcan en forma aproximada los espectros del Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000 para los cuatro tipos de suelo que contempla el código y encontrar una nueva formulación de R_{μ} . Aguiar y González (2006). Los resultados alcanzados son:

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T^*} \right)^d \right]^{-1}} \quad (5)$$

Tabla 1: Valores de a , b , c , d encontrados por Aguiar y González (2006)

Perfil de Suelo	a	b	c	d	T^*
S1	30.00	1.34	-1.49	0.60	0.50
S2	71.80	2.00	-1.50	0.50	0.52
S3	81.04	2.00	-2.55	0.50	0.82
S4	86.00	2.10	-2.60	0.48	2.00

Donde a, b, c, d son parámetros encontrados en el ajuste de los puntos; T^* es el período donde termina la rama horizontal y empieza la rama descendente del espectro del CEC-2000.

Tabla 2: Parámetros para diferentes tipos de suelo y ductilidades, Aguiar et al (2007)

Ductilidad 2					
Perfil de Suelo	a	b	c	λ	ψ
S1	0.35	-3.50	1.40	0.17	0.87
S2	0.60	-2.90	1.31	0.17	0.82
S3	3.40	-1.00	1.50	0.21	1.00
S4	2.10	-1.40	1.00	0.12	1.70
Ductilidad 3					
S1	1.00	-2.70	1.40	0.04	0.15
S2	1.00	-1.20	1.40	0.05	0.49
S3	3.00	-1.00	1.80	0.07	0.73
S4	15.00	-0.08	1.40	0.07	0.30
Ductilidad 4					
S1	1.30	-1.50	1.76	0.03	0.25
S2	7.80	1.00	1.40	0.02	0.50
S3	1.30	-0.20	1.41	0.01	0.93
S4	0.23	-0.60	1.80	0.04	2.91

Un nuevo trabajo se realizó en base a 80 acelerogramas registrados en el Ecuador con aceleraciones del suelo menores a 0.10 g. pero que fueron normalizados a 0.4 g., y con 112 sismos artificiales compatibles con los espectros del CEC-2000. Se realizó el trabajo siguiendo los lineamientos propuestos por Chopra (2005) que recomienda colocar en el eje de las abscisas $\log_{10}(T/T^*)$ y en las ordenadas $\log_2 C_\mu$. El resultado obtenido por Aguiar et al. (2007) se presenta a continuación, los parámetros que intervienen en su formulación se indican en la Tabla 2.

$$C_\mu = \left\{ 1 + \left[\lambda \left(\frac{a}{\mu^b} \right) * \left(\psi \frac{T}{T^*} \right)^c \right]^{-1} \right\}^{0.30103} \quad R_\mu = \frac{\mu}{C_\mu} \quad (6)$$

Donde a, b, c son parámetros del ajuste de la curva; λ y ψ son parámetros de traslación vertical y horizontal, respectivamente con los cuales se obtiene un mejor ajuste a los puntos obtenidos en el estudio.

La ecuación propuesta por Aguiar et al. (2007) con los valores indicados en la Tabla 2, no permite hallar en forma directa R_μ para valores de ductilidad, por ejemplo, de $\mu = 3.4$ ya que se tiene que calcular para $\mu = 3$, luego para $\mu = 4$ e interpolar. Por esta razón es que se decidió hacer un nuevo ajuste para hallar una curva que sea muy similar a la que se halla con la ecuación (6) pero que permita encontrar R_μ para cualquier ductilidad. Esta nueva propuesta realizada por Aguiar et al (2007) se indica en (7) y el parámetro a que interviene en su formulación se muestra en la Tabla 3.

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{a T (1 - 0.165 \mu)}{a T (1 - 0.165 \mu) + 4900} \right] \quad (7)$$

Tabla 3: Valores del parámetro a , Aguiar et al (2007)

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

El perfil de suelo S1 del CEC-2000 corresponde a un suelo cuya velocidad de la onda de corte V_s es mayor a 750 m/s, con períodos de vibración menor a 0.2 s. Entre ellos se incluye a roca sana o parcialmente alterada, suelos cohesivos duros, gravas densas o secas. El perfil de suelo S2 corresponde a suelos con características intermedias entre S1 y S3. El perfil S3 corresponde a suelos con período de vibración mayor a 0.6 s., y la clasificación está en función de la velocidad de la onda de corte, de la resistencia de la resistencia al corte no drenada y del espesor del estrato. Finalmente el perfil S4, corresponde a un suelo muy malo con poca capacidad soportante o rellenos sin compactar.

En la Figura 1 se presenta la variación de R_μ en función del período de vibración, para los cuatro perfiles del suelo estipulados en el CEC-2000 y para una ductilidad de 4. Los valores de R_μ obtenidos con las ecuaciones (3) y (4) tienen un mayor base de datos.

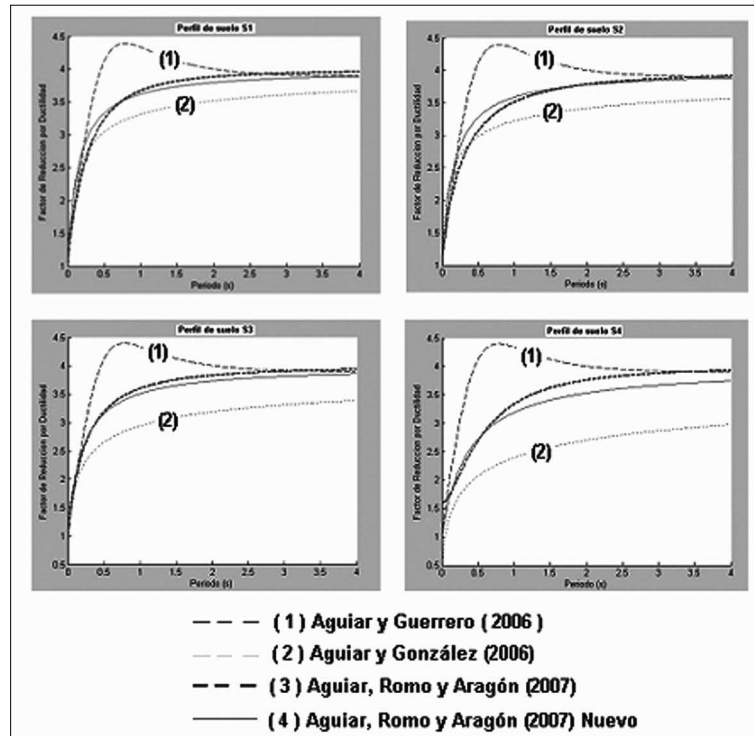


Figura 1: Factores R_{μ} encontrados para el Ecuador, para ductilidad 4

3 Factor de sobre resistencia

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 , esto cuando se habla a nivel de estructura.

$$R_{\Omega} = \frac{V_U}{V_D} \quad (8)$$

A nivel de elementos, en pórticos sin muros de corte, se define la sobre resistencia local $R_{\Omega L}$, como la relación entre el momento nominal M_N con respecto al momento de diseño M_D .

$$R_{\Omega L} = \frac{M_N}{M_D} = \frac{\phi M_U}{M_D} \quad (9)$$

Donde M_U es la capacidad máxima de una sección a flexión, también conocido como momento último, ϕ es el factor de minoración de esfuerzos, se consideró igual a 0.9 para vigas y varía de 0.7 a 0.9 en columnas en función de la carga axial. En las columnas, si la carga axial actuante es mayor a la menor cantidad de $[(0.1 * f'_c * A_g), P_b]$ el valor de $\phi = 0.7$ y se interpoló linealmente hasta $\phi = 0.9$ que corresponde a carga axial nula. Las variables todavía no indicadas son A_g que es el área de la sección transversal del elemento y P_b que es la carga balanceada.

Se adoptó estos criterios, considerando que la falla por flexión es dúctil por estar controlada por la gran capacidad de alargamiento del acero de tracción, mientras que las fallas por carga axial son fallas frágiles, por estar controladas por la rotura del hormigón a compresión.

Tanto R_Ω como $R_{\Omega L}$ son factores de seguridad que tiene la estructura debido a varios factores, entre los que se destacan los siguientes: los materiales tienen mayores esfuerzos con relación a los que se consideran en el diseño; para cumplir con los requerimientos exigidos para la conexión viga-columna se agrandan las secciones de los elementos estructurales si el caso lo requiere; algo similar sucede cuando se realiza el control de columna fuerte-viga débil.

En la Tabla 4 se indican algunos trabajos realizados a nivel mundial para calcular los factores de sobre resistencia, se aprecia que el menor valor obtenido es 1.3 y el mayor valor 6.5, existe una apreciable variación y esto es lo que ha motivado a que se continúe estudiando este tema. Los valores altos son debidos en parte a que en el modelo de análisis se incorporó la losa y elementos no estructurales, como la mampostería que si aportan a elevar la sobre resistencia.

4 Factor de redundancia

La redundancia es la capacidad de respuesta en el rango no lineal, que tiene una estructura para transmitir las cargas sísmicas; mientras más elementos tiene 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.

Tabla 4: 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 (Uniform Building Code), suelo S2.	2.1 – 6.5
Freeman (1990)	Pórticos perimetrales resistentes	1.8 – 3.5
	Pórticos con diagonales	2.2 – 2.8
	Edificio de 4 pisos	2.8
Miranda y Bertero (1989)	Edificio de 7 pisos	4.8
	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. (Hormigón Armado)	2.0 – 2.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de mediana altura e irregularidad vertical	2.0 – 3.0

En Husain y Tsopelas (2004) se presentan varios trabajos sobre la definición del factor de redundancia y la forma de obtenerlo. Pero 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 mismos que se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$r_S = \frac{S_U}{S_{NR}} \quad (10)$$

$$R_R = r_S \left(\frac{1 - k v_e r_V}{1 - k v_e} \right) \quad (11)$$

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; $\bar{\rho}$ es el coeficiente de correlación promedio de las deformaciones.

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

$$R_R = r_S \left(\frac{1 - k v_e r_V}{1 - k v_e} \right) \quad 12$$

Donde v_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.

El ATC (1995) presenta valores de R_R en función del número de ejes de columnas que tiene la estructura, mientras más número de ejes tiene una estructura mayor será el valor de R_R . En la Tabla 5 se presenta la propuesta del ATC-95 se aprecia que los edificios que tienen menos de 4 ejes de columnas son penalizados con valores inferiores a la unidad.

Tabla 5: Valores propuesto de R_R por el ATC-1995

Número de ejes de columnas	Factor R_R
2	0.71
3	0.86
4	1.00

5 Trabajo realizado

Se diseñó 6 edificios de 1 a 6 pisos con la configuración en planta indicada a la izquierda de la Figura 2, a estos edificios se denominará de 2 vanos, las dimensiones de las columnas se indica en la parte superior de los casilleros de la Tabla 6 y las dimensiones de las vigas se muestra dentro de un paréntesis en la parte inferior de los casilleros de la Tabla 6 y en la última columna de esta tabla se indica la carga muerta considerada, que es igual en todos los pisos.

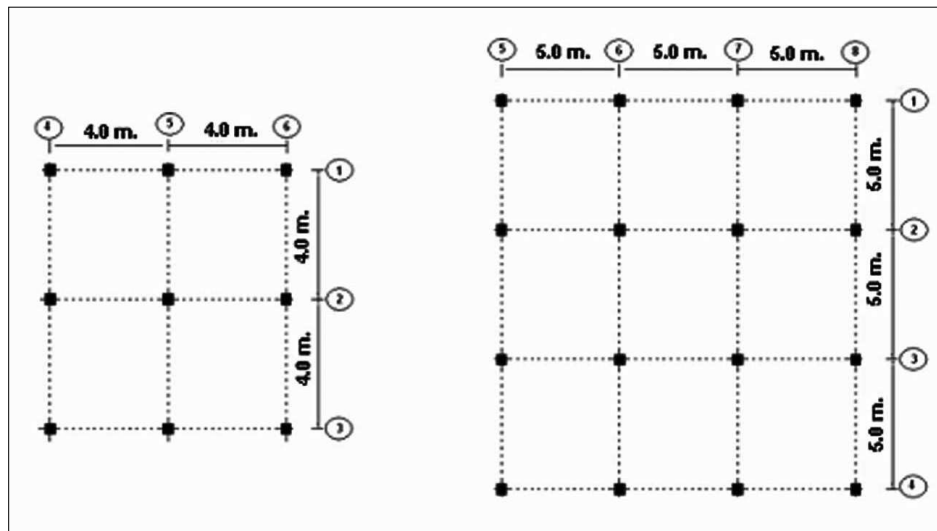


Figura 2: Distribución en planta de edificios analizados

Tabla 6: Dimensiones de columnas, vigas y carga muerta en edificios de 2 vanos.

Edificio	Base y altura de columnas (superior) y vigas (inferior) (cm)						Carga T/m ²
	1 nivel	2 nivel	3 nivel	4 nivel	5 nivel	6 nivel	
1 piso	30/30 (25/30)						0.5
2 pisos	30/30 (25/30)	30/30 (25/30)					0.5
3 pisos	40/40 (25/35)	35/35 (25/30)	30/30 (25/30)				0.6
4 pisos	40/40 (30/35)	40/40 (30/35)	30/30 (25/30)	30/30 (25/30)			0.6
5 pisos	45/45 (35/45)	40/40 (30/35)	40/40 (30/35)	30/30 (25/30)	30/30 (25/30)		0.7
6 pisos	45/45 (35/45)	45/45 (35/45)	40/40 (30/35)	40/40 (30/35)	30/30 (25/30)	30/30 (25/30)	0.7

Igual número de edificios se diseñó con la configuración en planta mostrada a la derecha de la Figura 2, a estos edificios se los identifica como de 3 vanos. Las dimensiones de las columnas y vigas, se indica en la Tabla 7, en el mismo formato que los edificios de 2 vanos.

Tabla 7: Dimensiones de columnas, vigas y carga muerta en edificios de 3 vanos

Edificio	Base y altura de columnas (superior) y vigas (inferior) (cm)						Carga T/m ²
	1 nivel	2 nivel	3 nivel	4 nivel	5 nivel	6 nivel	
1 piso	30/30 (30/40)						0.5
2 pisos	35/35 (30/40)	30/30 (30/40)					0.5
3 pisos	40/40 (30/45)	35/35 (30/40)	30/30 (30/40)				0.6
4 pisos	45/45 (30/45)	40/40 (30/45)	35/35 (30/40)	30/30 (30/40)			0.6
5 pisos	50/50 (35/50)	45/45 (30/45)	40/40 (30/45)	35/35 (30/40)	30/30 (30/40)		0.7
6 pisos	55/55 (35/50)	50/50 (35/50)	45/45 (30/45)	40/40 (30/45)	35/35 (30/40)	30/30 (30/40)	0.7

Los edificios están situados en la zona de mayor peligrosidad sísmica del Ecuador, que está caracterizada por una aceleración máxima del suelo en roca $A_0 = 0.4 g$, sobre un perfil de suelo S2. Se calculó para una carga viva de 0.2 T/m^2 , para el análisis sísmico se consideró el 25% de la carga viva y un factor de reducción de las fuerzas sísmicas R igual a 4.5 para todos los edificios.

Las luces de los edificios de 2 vanos son de 4.0 m., en los dos sentidos y de los edificios de 3 vanos son de 5.0 m., como se aprecia en la Figura 2. La altura de los entrepisos es de 3.0 m., cada uno. El hormigón utilizado tiene una resistencia

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 (420 \text{ MPa})$ y el acero un límite de fluencia $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 (21 \text{ MPa})$. Las combinaciones de carga utilizadas son las del ACI 318S-05 (American Concrete Institute) y se indican a continuación.

$$\begin{aligned} U &= 1.2 D + 1.6 L \\ U &= 1.2 D + 1.0 L \pm 1.0 E \\ U &= 0.9 D \pm 1.0 E \end{aligned} \quad (13)$$

Donde U, D, L, E son las combinaciones de carga última, muerta, viva y sísmica. Las dimensiones de los elementos estructurales son las que se utilizan normalmente en el diseño de edificios de esas características en el Ecuador, la diferencia radica en que los proyectistas trabajan con un factor $R=7$ y en éste trabajo se utilizó $R=4.5$ con lo que las fuerzas sísmicas, son prácticamente el doble. Los resultados generales del análisis sísmico se indican en la Tabla 8.

Tabla 8: Resultados generales del análisis sísmico

Edificio	Dos Vanos			Tres vanos		
	T (s)	V (T.)	γ (%)	T (s)	V (T.)	γ (%)
1	0.2584	9.856	0.66	0.3195	54.9484	0.94
2	0.5152	17.9677	1.39	0.5238	109.3717	1.62
3	0.6815	23.3769	1.41	0.7540	85.6776	1.58
4	0.8668	28.8271	1.54	0.9054	101.9626	1.54
5	1.0339	39.9356	1.66	1.1069	144.4732	1.56
6	1.1304	46.6475	1.69	1.2264	160.6271	1.59

En la Tabla 8 se indica el período fundamental, calculado con inercias agrietadas. El CEC-2000 estipula que la rigidez a flexión de las vigas sea $(EI)_v = 0.5 (EI)$ y que la rigidez de las columnas $(EI)_c = 0.8 (EI)$, donde (EI) es la rigidez a flexión obtenido con inercias gruesas. Se muestra además, el cortante basal V en el centro de masas, se realizó un análisis sísmico considerando tres grados de libertad por planta y por último se presenta la deriva de piso máxima expresada en porcentaje, nótese que son valores bastante altos.

Se diseño para que las estructuras tengan una capacidad de ductilidad de 4. Con esta información se halló el factor de resistencia por ductilidad con ecuación (7); se encontró la sobre resistencia empleando ecuación (8) y el factor de redundancia se obtuvo de acuerdo a lo estipulado por el ATC-95, Tabla 5. Con estos tres factores se halló el factor R , los resultados se indican en la Figura 3, hay un solo valor que es mayor a 4.5 que fue la cantidad que se utilizó en el diseño y los restantes están bajo 4.5.

El valor de V_U que interviene en la ecuación (8) se halló mediante la técnica del pushover, empleando el modelo de Park et al. (1982) para definir el comportamiento del hormigón y el modelo trilineal para el acero, que contempla incremento de resistencia en la zona de endurecimiento.

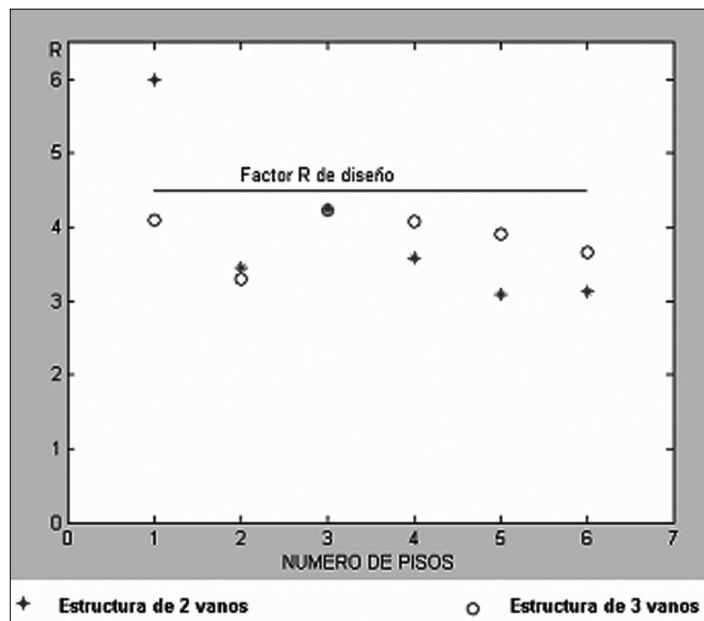


Figura 3: Factor R encontrado en el estudio

1,7493	1,3950	1,4425	1,4425	1,395	1,7493
1,2069			1,3367		1,2125
1,7639			1,5205		1,7772
1,5188	1,39575	1,5209	1,5209	1,39575	1,5188
1,4684			1,4493		1,4662
1,331			1,329		1,3339
1,2141	1,251	1,2543	1,2543	1,251	1,2141
2,8614			2,258		2,8558
2,8154			2,3629		2,8088
1,1934	2,5979	1,2244	1,2244	2,5979	1,1934
3,3566			3,1286		3,3675
2,854			2,8412		2,8545
1,4119	2,5968	1,4462	1,4462	2,5968	1,4119
5,5104			4,554		5,5498
2,4575			2,781		2,4728

Figura 4: Valores de R_{QL} en pórtico central de edificio de 5 pisos y 2 vanos
1.

6 Resultados generales

A manera de ejemplo, en la Figura 4 se presentan los valores de $R_{\Omega L}$ hallados en un pórtico central de un edificio de cinco pisos y dos vanos. Valores similares y comportamiento parecido se obtuvieron en los demás pórticos de los edificios analizados.

Se aprecia que los valores de $R_{\Omega L}$ de las columnas son mayores que los de las vigas. De igual manera a medida que sube el número de piso el valor de $R_{\Omega L}$ disminuye, así los valores de $R_{\Omega L}$ son mayores en el primer piso con relación a los encontrados en el quinto piso. En las vigas los valores de $R_{\Omega L}$ son más altos en los primeros pisos que en los últimos pisos. Todo esto se debe en parte a que en los primeros se tienen mayores secciones.

No se diseñaron los edificios esperando tener un comportamiento determinado del factor $R_{\Omega L}$, se lo hizo como normalmente diseña un proyectista estructural, tratando de tener un armado uniforme y que las secciones de los elementos estructurales se mantengan en todo el piso y si es posible que en dos pisos consecutivos tengan las mismas dimensiones para utilizar los mismos encofrados.

Tabla 9: Valores medios de $R_{\Omega L}$.

Pisos	Pórtico	Dos vanos		Tres vanos	
		Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
1	Central	1.6947	1.6444	1.7300	1.1300
	Lateral	2.1519	2.3702	2.3500	1.1400
2	Central	1.5214	1.4134	1.4600	1.1300
	Lateral	2.1067	1.5410	2.0600	1.2017
3	Central	1.5518	2.1207	1.4100	1.3800
	Lateral	2.1424	2.3332	1.9300	1.3069
4	Central	1.3950	2.3590	1.1400	2.4400
	Lateral	1.8430	2.5820	1.1700	2.6590
5	Central	1.5475	2.4162	1.4100	2.030
	Lateral	2.2454	2.6257	1.9447	2.1063
6	Central	1.4698	2.4777	1.3090	2.4614
	Lateral	1.5900	2.6666	1.8600	2.5500

Una vez hallados los valores de $R_{\Omega L}$ en cabeza y pie de columna se obtuvo un valor promedio de todo el pórtico. Estos valores se indican en la Tabla 9 y en base a estos valores medios se presentan las siguientes figuras. En la primera columna de la tabla se indica el número de pisos de la estructura que se analiza, en la segunda la ubicación del pórtico, si es central o lateral y en las restantes columnas los valores de $R_{\Omega L}$, primero del edificio de dos vanos y luego del de tres vanos.

7 Sobre resistencia local en función del período

En la Figura 5 se presentan los valores medios, en vigas y columnas de $R_{\Omega L}$, en función del período para los Pórticos Centrales y para los Pórticos Laterales. Se aprecia que los P. Laterales tienen mayores valores de $R_{\Omega L}$ con respecto a los P. Centrales, debido a que todas las columnas y vigas de una misma planta tienen la misma sección transversal. La sobre resistencia promedio en vigas varía entre 1.17 y 2.35 en columnas varía entre 1.13 y 2.66.

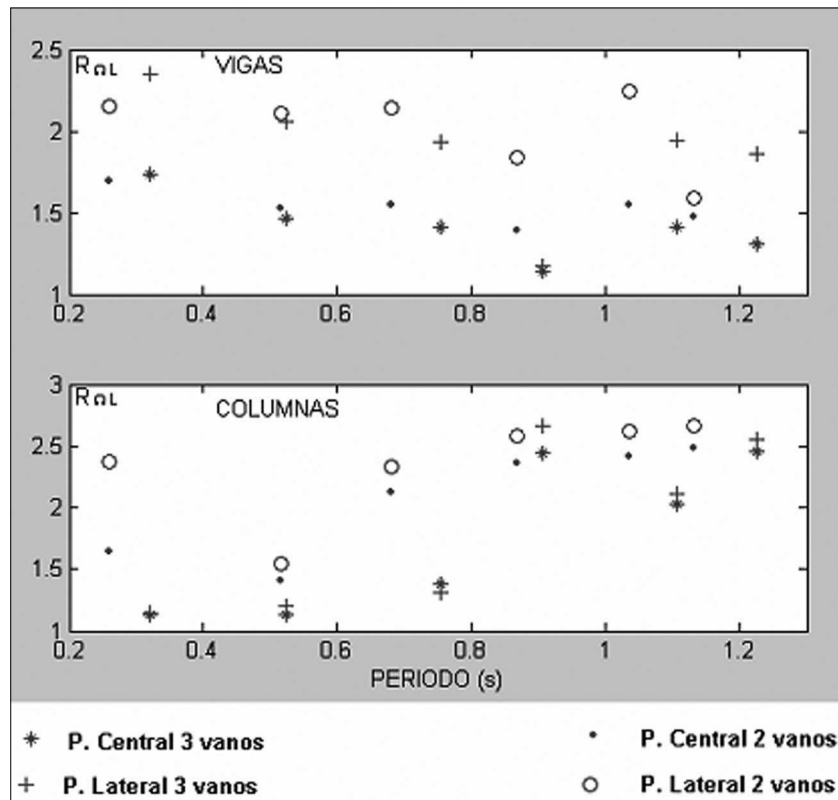


Figura 5: Variación de $R_{\Omega L}$ en función del período

Tanto para vigas como para columnas se tienen valores medios de $R_{\Omega L}$ para los P. Centrales y P. Laterales, ahora bien al promediar estos valores se halla el valor medio para vigas y columnas del edificio. Estos valores se muestran en la Figura 6, en función del período de vibración, aquí se aprecia que la tendencia de $R_{\Omega L}$ en vigas es decreciente en cambio en columnas es ascendente.

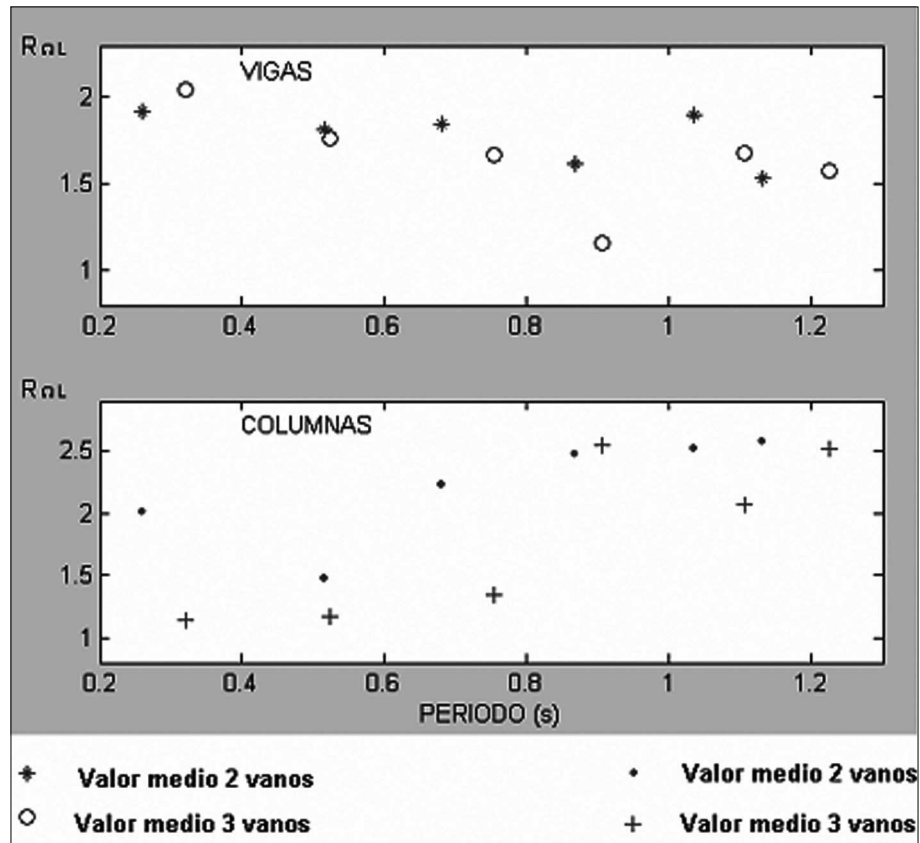


Figura 6: Valores medios de R_{OL} en vigas y columnas

Tabla 10: Sobre resistencia global

Edif. Pisos	Pórtico	Dos Vanos		Tres Vanos	
		R_{Ω}	Promedio	R_{Ω}	Promedio
1	Central	1.83	2.435	1.20	1.36
	Lateral	3.04		1.52	
2	Central	1.00	1.22	1.00	1.00
	Lateral	1.44		1.00	
3	Central	1.28	1.44	1.00	1.215
	Lateral	1.60		1.43	
4	Central	1.00	1.18	1.00	1.145
	Lateral	1.36		1.29	
5	Central	1.00	1.00	1.00	1.08
	Lateral	1.00		1.16	
6	Central	1.00	1.00	1.00	1.00
	Lateral	1.00		1.00	

8 Variación de la sobre resistencia global

En la Tabla 10 se indica R_{Ω} hallado con la ecuación (8) para los P. Centrales y P. Laterales de las estructuras de dos y tres vanos. Con estos valores se halló la Figura 7 que relaciona en la parte superior R_{Ω} con la deriva máxima de piso γ y en la parte inferior con el período fundamental T obtenido con inercias agrietadas.

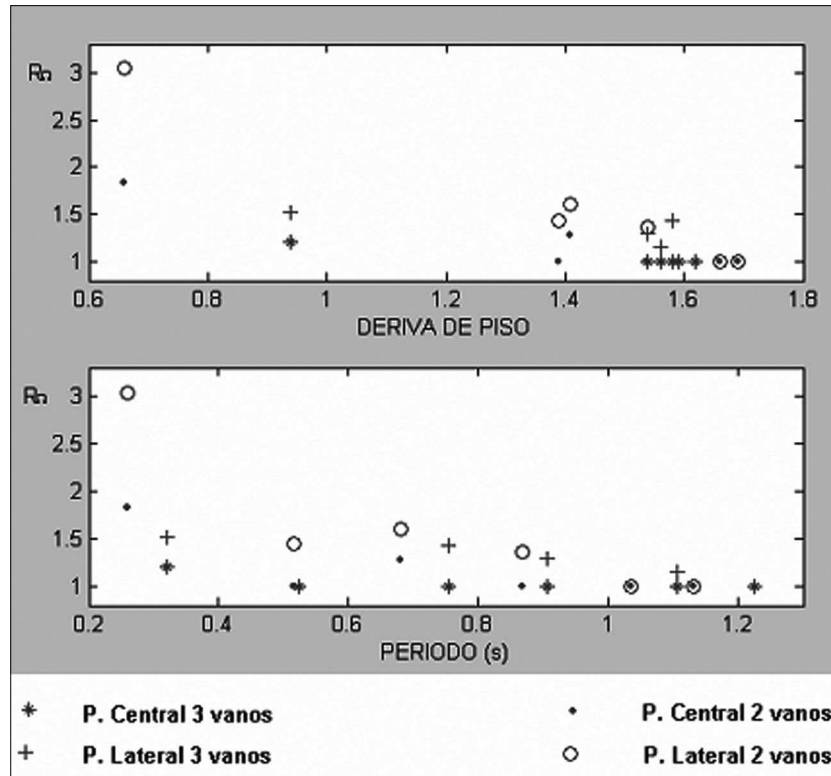


Figura 7: Sobre resistencia en función de deriva de piso y del período

En la Figura 7 se aprecia que si existe relación entre R_{Ω} y la deriva de piso máxima γ pero una mejor relación se aprecia entre R_{Ω} y el período fundamental de vibración T . En los dos casos se aprecia que a medida que aumenta γ o aumenta T el valor de R_{Ω} disminuye. A pesar de que se tienen 24 puntos en cada gráfica no se realiza ningún ajuste por que los edificios son completamente regulares y con vanos iguales. Lo importante del estudio es ver las tendencias que se tienen y el rango de valores.

En base a los valores medios de R_{Ω} , columnas cuatro y seis de Tabla 10 se halló el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, mostrado en la Figura 3 y se graficó también en la Figura 8, donde se compara la sobre resistencia local $R_{\Omega L}$ promedio de cada edificio con la sobre resistencia global R_{Ω} . Se observa que los valores de R_{Ω} son menores a los valores de $R_{\Omega L}$.

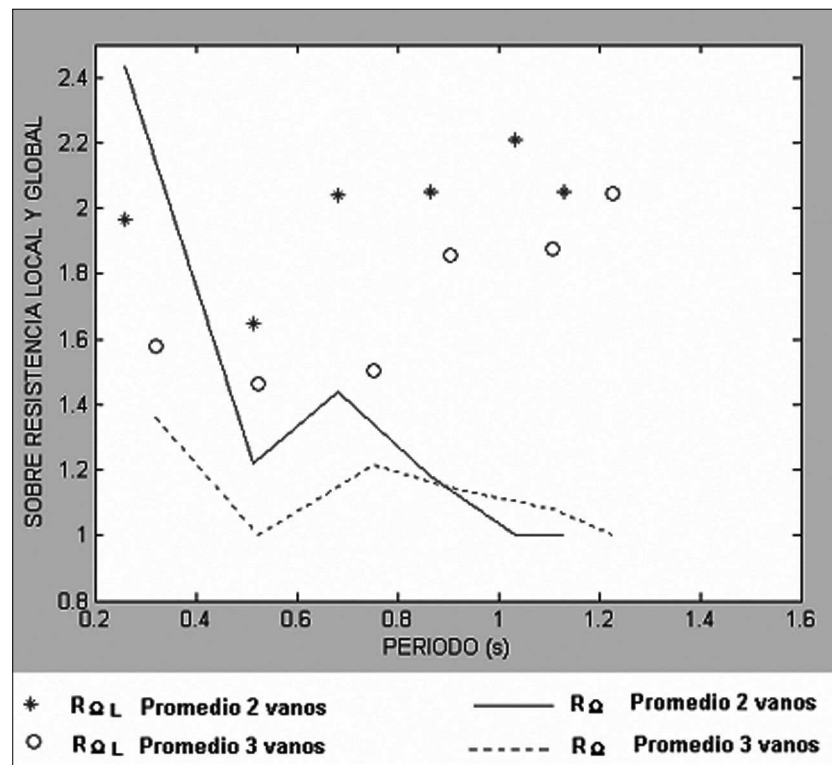


Figura 8: Comparación de sobre resistencia local y global

9 Conclusiones

Se diseñaron 12 edificios de hormigón armado para la zona IV del CEC-2000 y se obtuvo la sobre resistencia a nivel local de vigas y columnas y a nivel global de toda la estructura. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- La sobre resistencia $R_{\Omega L}$, en vigas varió de 1.17 a 2.35 y en columnas de 1.13 a 2.66. A nivel global la sobre resistencia, R_{Ω} varió desde 1.0 hasta 2.43.
- Evidentemente existe una relación entre la sobre resistencia, R_{Ω} y la deriva máxima de piso. De igual forma que hay una relación entre R_{Ω} y el período fundamental. A mayor deriva máxima de piso o mayor período de la estructura el valor de R_{Ω} disminuye.
- La sobre resistencia global R_{Ω} es menor que la sobre resistencia local $R_{\Omega L}$.

Local resistance in twelve buildings of reinforced concrete

Abstract

Was designed twelve buildings of reinforced concrete, composed by beams and columns, without shear walls, in four zone of the Ecuadorian Code of the Construction, CEC-2000 that is characterized by a maximum floor acceleration in rock of 40% of graveness acceleration and find the factor of local resistance, each one of the beams in the initial node, center of element and final node; for the columns was obtained in head and foot. Then based on the curve of resistant seismic capacity that relates the base shear with the displacement lateral maximum, the envelope global resistance is obtained in each one of the buildings. With this whole information the envelope local overstrenght, average, is presented in beams and columns, so much of the external frame as of the interior frames. It is also shown the variation of the envelope local and global overstrenght in function of the maximum drift of stories and in function of the fundamental period of vibration.

Key words: pushover, on local resistance, derives of floor.