

# Respuesta de edificios aporticados acoplados torsionalmente con simetría diagonal

## Response of torsionally-coupled frame buildings with diagonal symmetry

Delgado, María<sup>1\*</sup>; Rivero, Pedro<sup>2</sup> y Lobo, William<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Postgrado en Ingeniería Estructural. <sup>2</sup>Departamento de Estructuras  
Facultad de Ingeniería. Universidad de Los Andes.  
Mérida-Venezuela  
\*maria\_aleja\_delgado@hotmail.com

Recibido: 20-05-2008

Revisado: 22-04-2009

### Resumen

*En este trabajo se estudia la torsión acoplada en un grupo de edificaciones de concreto armado, con el objeto de comprender mejor el comportamiento sísmico torsional en condición elástica e inelástica. Se toman tres tipos de edificaciones aporticadas de concreto armado de 6, 12 y 18 pisos, donde la torsión se incorpora adoptando secciones distintas de las columnas situadas sobre los ejes que concurren a una esquina y manteniendo la simetría diagonal. Los tres (3) casos tienen índices de excentricidad  $\varepsilon = e/r$  comprendidos entre 0, 0.20 y 0.40. Se evalúa la variabilidad de los factores  $\varepsilon$  en régimen dinámico piso a piso y según la altura de las edificaciones, así como también, en la relación de radios de giro  $\Omega = rt/r$ , y los factores de amplificación dinámica  $\tau$  y  $\tau'$ , dependientes de la torsión. Los resultados muestran que los valores de  $\varepsilon$  tienden a ser uniformes con la altura pero deben evaluarse según su ubicación; mientras los valores de  $\Omega$  y los factores de amplificación dinámica varían con la torsión. Se muestra que la altura de la edificación y el nivel de torsión afectan la capacidad y la demanda de ductilidad en base al factor de respuesta  $R$  e indican que deben estudiarse diferentes niveles de desempeño para evaluar la confiabilidad de las estructuras diseñadas por los códigos sismorresistentes que solo consideran una condición límite, que en muchos casos no se cumple.*

**Palabras clave:** Torsión, centro de rigidez, excentricidad, pushover.

### Abstract

*This paper studies the coupled torsion in reinforced concrete building frames in three buildings of 6, 12 and 18 stories each. With the purpose of helping to understand better the seismic elastic and inelastic torsional response we incorporated torsion modifying the sections of the columns and maintaining diagonal symmetry. The three study cases are based on the index of eccentricity ( $\varepsilon = e/r$ ), that is to say: (a)  $\varepsilon = 0$ , (b)  $\varepsilon = 0.20$  and (c)  $\varepsilon = 0.40$ . The results show that the values of  $\varepsilon$  are uniform in relation to the height, but must be evaluated according to their location; whereas the relation of ratios  $\Omega$  and the torsional amplification factors  $\tau$  and  $\tau'$  vary according to torsion. Based on the response factor  $R$ , it is shown that height and torsion affect the capacity and ductility demands and indicate that different levels of performance must be studied to evaluate the confiability of the structures designed by codes that only consider a limit condition, which, in many cases, is not fulfilled.*

**Key words:** Torsion, center of rigidity, eccentricity, pushover.

### 1 Introducción

En la mayoría de los códigos actuales, la torsión inducida por los sismos está basada en la respuesta elástica, por

ello es necesario establecer el Centro de Rigidez (CK) y el Centro de Masas (CM). El primero porque es el punto en el cual al aplicar una fuerza cortante sólo se producen traslaciones; mientras que en el segundo se localiza la resultante

de las fuerzas sísmicas inducidas. El análisis torsional elástico es útil si se usa para verificar el criterio del estado límite de servicio (durante un sismo), pero resulta incierto para estados de desempeño ubicados en la condición de respuesta torsional inelástica. Para estructuras inelásticas afectadas durante la respuesta torsional, se pueden usar los parámetros descritos a continuación:

### 1.1 Restricción torsional

Esta propiedad describe el grado de control ( $\lambda_{ti}$ ) sobre el giro torsional para algunos elementos elásticos, como resultado de deformaciones no uniformes inelásticas (Paulay, 1997). Puede evaluarse como la relación de la rigidez torsional de los elementos en una dirección respecto a la rigidez torsional del sistema según los ejes x, y, a través de las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_{tx} = \frac{\sum k_{yi} \cdot x_i^2}{\sum k_{xi} \cdot y_i^2 + \sum k_{yi} \cdot x_i^2} \quad \lambda_{ty} = \frac{\sum k_{xi} \cdot y_i^2}{\sum k_{xi} \cdot y_i^2 + \sum k_{yi} \cdot x_i^2} \quad (1)$$

donde  $k_{xi}$ ,  $k_{yi}$  son las rigideces en x,y de los elementos "i", siendo  $x_i$ ,  $y_i$  las coordenadas de los elementos con respecto al CK. En este trabajo con simetría diagonal dado el acoplamiento torsional en x,y los valores de  $\lambda_{tx} = \lambda_{ty} = 0.50$ .

### 1.2 Excentricidad de resistencia

Se incorpora el concepto de Centro de Resistencia (CR), como el punto de aplicación de la resultante de la resistencia lateral de todos los elementos, cuando en la condición inelástica deja de ser efectivo el CK en el estudio de edificaciones con problemas de torsión, y la rigidez como parámetro va dejando de representar al comportamiento estructural. La excentricidad de resistencia es la distancia entre el CM y el centro de resistencia CR y por lo tanto, la asimetría de resistencia, más que la de rigidez, debería considerarse para evaluar los efectos torsionales, (Crisafulli, 2000).

## 2 La torsión en la norma venezolana

La norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes", considera la torsión para el caso estático-elástico mediante el Método de la Torsión Estática Equivalente, que incorpora momentos torsores accidentales añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigideces. Esta inclusión se hace para tomar en cuenta:

2.1 Las amplificaciones dinámicas de las excentricidades estáticas y se toma en cuenta mediante los siguientes parámetros adimensionales:

- Índice de excentricidad:  
 $\varepsilon_x = e_x/r$ ;  $\varepsilon_y = e_y/r$ ;  $\varepsilon = e/r$

- Cociente de radios de giro:  $\Omega_x = \Omega_y = r_t/r$ ;

donde "e" representa la excentricidad entre el CK y CM, r el radio de giro inercial de la planta, y  $r_t$  es el radio de giro torsional de la planta.

### 2.2 Efectos accidentales que incluyen la incertidumbre de las posiciones de los CM y CK

La determinación de los momentos torsores de diseño según COVENIN 1756-2001, consiste en la utilización de las ecuaciones (2) y (3) para estimar las acciones de torsión en cada nivel y en cada dirección:

$$M_t = V(\tau \cdot e + 0.06 \cdot B) \quad (2)$$

$$M_t = V(\tau' \cdot e - 0.06 \cdot B) \quad (3)$$

La excentricidad accidental (0.06B) se fija con dos signos posibles para aumentar las sollicitaciones en cada una de las zonas de la planta.

El factor de amplificación dinámica del momento torsor ( $\tau$ ) y el factor de control de diseño en la zona más rígida de la planta para la dirección considerada ( $\tau'$ ), se calculan a partir de parámetros relacionados con la torsión intrínseca, mediante las expresiones conocidas:

$$\tau = 1 + [4 - 16 \cdot \varepsilon] \cdot \Omega \quad \text{para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \quad (4)$$

$$\tau = 1 + [4 - 16 \cdot \varepsilon \cdot (2 - \Omega)] \cdot (2 - \Omega)^4 \quad \text{para } 1 \leq \Omega \leq 2 \quad (5)$$

$$\tau = 1 \quad \text{para } 2 \leq \Omega \quad (6)$$

$$\tau' = 6 \cdot (\Omega - 1) - 0.6 \quad \text{acotado entre } -1 \leq \tau' \leq 1 \quad (7)$$

Estas expresiones han sido calibradas, determinando que la norma venezolana es preferible a la mexicana en todas las situaciones, aunque deben cubrirse las demandas de ductilidad en respuesta inelástica ante sismos severos, donde se necesite cierta sobrerresistencia para suplir las acciones torsionales, de lo cual se hace una evaluación aproximada (Hernández y López, 2003).

Para el caso dinámico, la norma venezolana incluye el Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con 3 GDL, y en este análisis no es necesario aplicar los factores de amplificación  $\tau$  y  $\tau'$ ; el análisis 3D es totalmente elástico, pero es imprescindible para conocer la de formabilidad inicial de la estructura. La torsión accidental, se incorpora añadiendo a los resultados del análisis, las sollicitaciones más desfavorables que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los momentos torsores  $M_t = \pm V(0.06B)$ .

## 3 Metodología

En este trabajo se estudian tres edificios aporticados de concreto armado de 6, 12 y 18 pisos, con tres vanos de 6 m de longitud en cada dirección (Fig. 1), y con altura de piso de 3 m. El análisis y diseño cumple la norma COVENIN 1753-87 "Estructuras de concreto armado para edificación"

nes" y COVENIN 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes". Se seleccionan tres diferentes casos para el análisis, basados en los índices de excentricidad  $\varepsilon = e/r$ , donde  $e$  representa la excentricidad entre el CK y CM, y  $r$  el radio de giro inercial de la planta. Estos casos son:

- Caso  $\varepsilon = 0$ : edificios simétricos (regulares) que no tienen torsión, donde la excentricidad es "cero". (Modelo 6, Modelo 12, Modelo 18).
- Caso  $\varepsilon \leq 0.20$ : edificios simétricos diagonalmente con torsión, en los que la excentricidad es moderada. (Modelo 6\_0.20, Modelo 12\_0.20, Modelo 18\_0.20).
- Caso  $\varepsilon \geq 0.40$ : edificios simétricos diagonalmente con torsión, en los que la excentricidad es alta. (Modelo 6\_0.40, Modelo 12\_0.40, Modelo 18\_0.40).

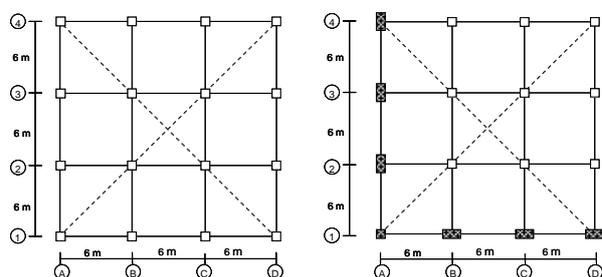


Fig. 1. Distribución típica en planta de los edificios

Los parámetros para el análisis y diseño se seleccionan suponiendo que las edificaciones se localizan en San Cristóbal, estado Táchira. Se tiene: Zona Sísmica: 5,  $A_0 = 0.30g$ , Suelo S2 con  $\varphi = 0.95$ , Uso: Vivienda. Grupo B2, Factor de importancia  $\alpha=1$ ; Nivel de diseño ND3, Estructura Tipo I, Factor R = 6, Resistencia del concreto  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , Resistencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.1. Modelo para análisis estático no lineal (AENL)

El AENL se realiza aplicando una fuerza de empuje en un ángulo de  $135^\circ$  respecto al eje X de la estructura y en el CM de cada piso, para determinar el movimiento en el CM, y monitorear la excentricidad real y los desplazamientos de la planta como diafragma rígido, tal como se muestra en la Fig. 2, y así representar la condición más desfavorable en una planta con simetría diagonal.

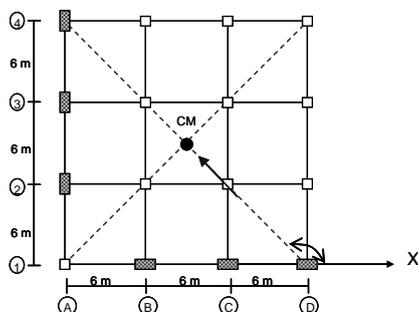


Fig. 2. Aplicación de fuerza en edificios con torsión para análisis pushover

De esta manera, se presenta el acoplamiento entre la traslación y la torsión, y se toma en cuenta la superposición de los efectos sísmicos en x, e y según la sección 8.6(a) de la Norma COVENIN 1756-2001.

El AENL se realiza con el programa CANNY-W (Li, 1998), el cual incrementa monotónicamente la carga hasta alcanzar el desplazamiento límite. El programa usa un modelo trilineal para el acero, como una idealización más exacta para cuando el elemento está sujeto a deformaciones mayores al nivel de cadencia plástica. Para el análisis del comportamiento del concreto CANNY-W trabaja con el modelo de Kent y Park (Park and Paulay, 1979), y el modelo utilizado es el *Modelo de resorte uniaxial*, ya que un elemento a flexión puede idealizarse con un resorte no lineal a flexión y con un resorte de cortante. Este modelo permite tratar la no-linealidad en las secciones críticas del elemento bajo el concepto de no-linealidad concentrada. El modelo para representar el comportamiento del concreto armado, es el bilineal de Takeda, que toma en cuenta la degradación de la rigidez.

### 3.2 Análisis dinámico no lineal (ADNL)

El ADNL en 3D, empleando el método paso a paso, se ejecuta con el programa CANNY-W. Se escogen cuatro (4) registros acelerográficos de sismos reales de fuente cercana, cuyo contenido frecuencial estén dentro del rango de valores que se estima puedan demandar las edificaciones de la ciudad de San Cristóbal, lugar donde se asume están ubicadas las estructuras analizadas (Tabla 1). Además, se genera un (1) registro sinusoidal con período igual al de la estructura para tener mayores demandas como un intento de utilizar un pulso severo que pueda contener un sismo de fuente cercana (Sasani y Bertero, 2000). Esto se traduce en un sismo sinusoidal para cada modelo a analizar.

Tabla 1. Características de los sismos empleados

Sismo	Localidad de registro	Aceleración Máx.	Magnitud M	Distancia epicentral (km.)
Kocaeli	Kocaeli-1 1999	0.312 g	7.4	12.7
Kocaeli	Kocaeli-2 1999	0.244 g	7.4	17.0
Sinusoidal	Artificial	0.300 g	Período Estructural	
Landers	Joshua Tree	0.280 g	7.4	13.7
Imperial Valley	Aeropuerto Mexicali	0.330 g	6.5	4.3

## 4 Resultados

### 4.1 Del análisis estático no lineal (AENL)

#### 4.1.1 Modelo 6

Como se observa en las Figs. 3 y 4, el modelo 6 muestra buen comportamiento ya que el mecanismo de falla se inicia en las vigas de los pórticos centrales cumpliéndose el

criterio de viga débil-columna fuerte. Aunque hay rótulas en columnas debido a la condición de aplicación de la fuerza, con la característica de que la rotulación mantiene la simetría existente en el modelo. La capacidad de ductilidad ( $du/dy$ ) del modelo, con respecto al máximo desplazamiento permitido por la norma=  $0.018 \cdot 6 \cdot 3m = 0.324m$ ; es de 3.24 siendo menor a la de diseño ( $\mu = 0.80 \cdot 6 = 4.8$ ) y el factor R ( $V_e/V_y$ ) tiene un valor de 3.467 lo que indica que no existe mucha capacidad de resistencia. Por tanto las condiciones exigidas por la norma no se cumplen y tampoco la condición de diseño fundamentada en la concepción de viga débil y columna fuerte.

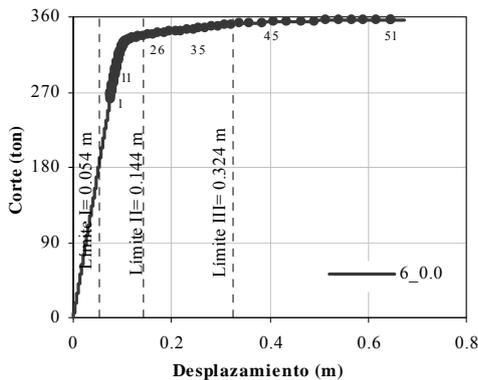


Fig. 3. Curva de capacidad del modelo 6

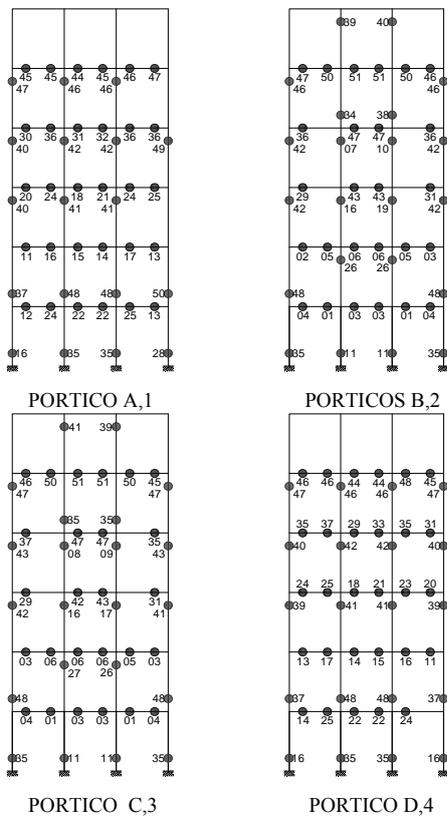


Fig. 4. Patrón de rotulación del modelo 6

4.1.2 Modelo 12\_0.20

Si se revisa un modelo de mayor altura, en las curvas Torsor-Giro respecto al centro de resistencia (CR) y al del centro de rigidez (CK) de la Fig. 5, revela que la excentricidad de rigidez es mayor que la de resistencia. La condición real es que la curva inicial sigue al CK, pero al incrementar el daño va buscando el CR. El proceso de rotulación mostrado en la Fig. 6 del modelo 12\_0.20, se inicia en las vigas de los niveles altos del lado rígido y posteriormente se presenta en las del lado flexible de la estructura, la rotulación en las columnas se da posteriormente en las columnas del lado flexible, no indicando buen comportamiento del diseño con viga débil-columna fuerte. La rotulación en columnas hace a una estructura más flexible. En este modelo 12\_0.20 el valor obtenido de R es de 7.54, mayor en 25% al valor de diseño, lo que indica que exige una R mayor que 6 o sea que le falta capacidad de resistencia, mientras que la capacidad de deformación, su capacidad de ductilidad es de 6.348, mayor en un 32% al valor de 4.8, lo cual es favorable. Hay que tomar en cuenta que la torsión inelástica rotula columnas, lo cual no es conveniente.

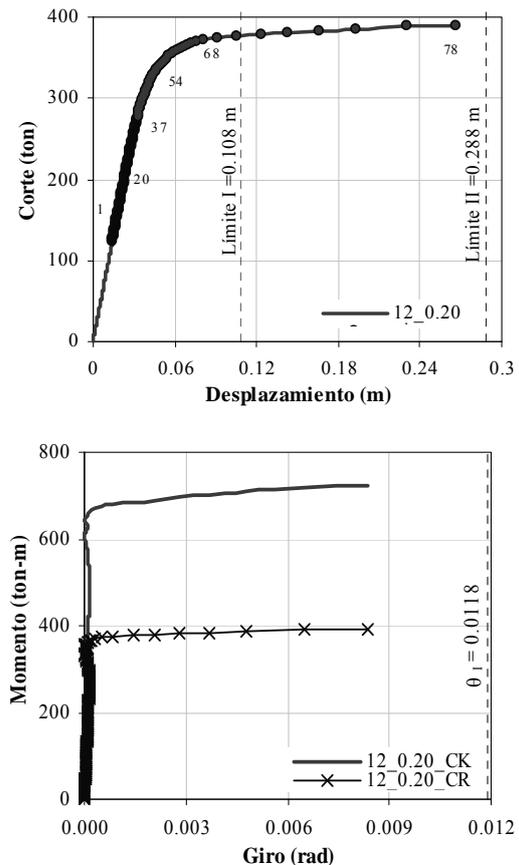


Fig. 5. (Arriba) Curva de capacidad del modelo 12\_0.20. (Abajo) curvas momento-giro modelo 12\_0.20

4.1.3 Modelo 18\_0.40

La curva de capacidad del modelo 18\_0.40 (Fig.7, arriba), muestra que sólo es posible el límite del NDE I. Además se puede observar que el proceso de rotulación se inicia en las vigas, pero termina con rotulación de columnas, cambiando el mecanismo de colapso propuesto. Los valores obtenidos para el R y para la capacidad de ductilidad del AENL, son 11.221 y 2.339, respectivamente. Estos valores demuestran que la estructura no tiene capacidad de resistencia ni de deformación. En la Fig.7, se puede observar que no se cumple ningún límite de deriva torsional, además que la diferencia entre la excentricidad de rigidez y de resistencia es bastante grande y que la curva con respecto al CR, no sigue inicialmente a la que corresponde al CK, como se había observado en los casos iniciales.

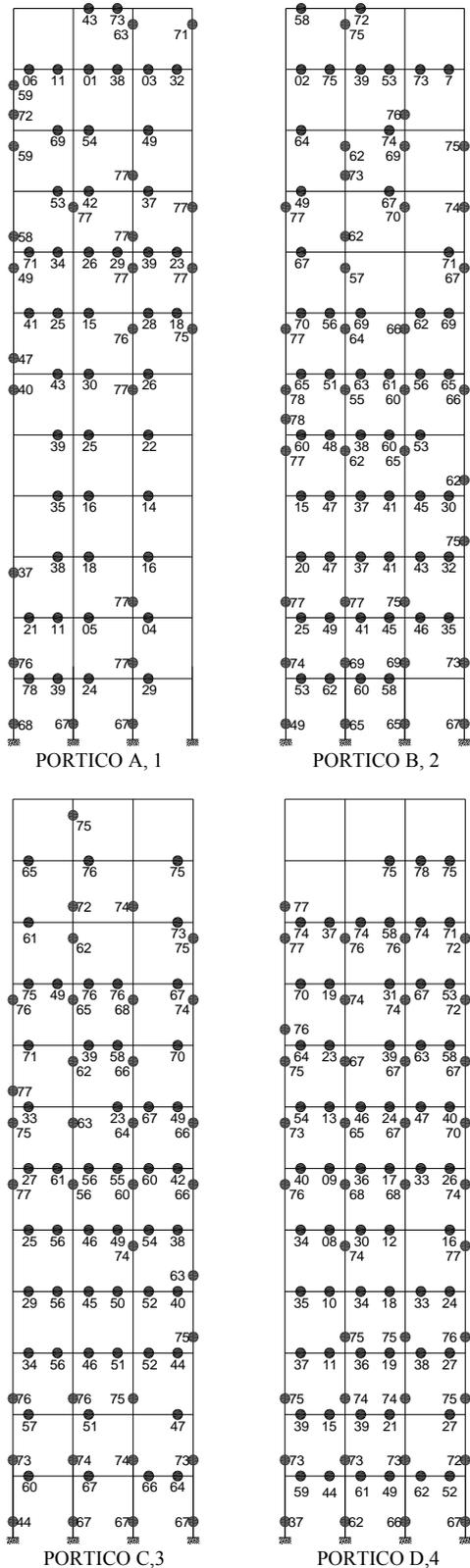


Fig. 6. Secuencia de la rotulación del modelo 12\_0.20

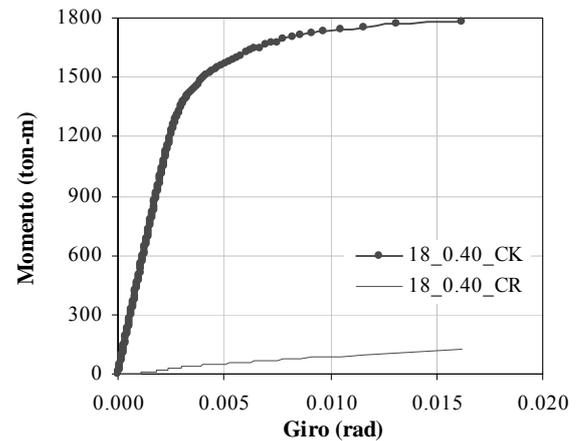
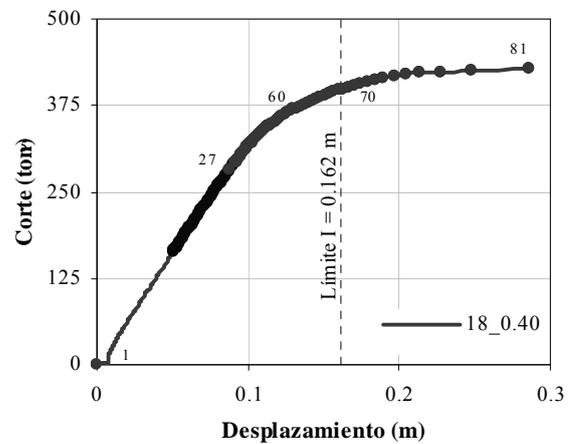


Fig. 7. (Arriba) Curva de capacidad del modelo 18\_0.40 (Abajo) curvas momento-giro modelo 18\_0.40

En las Figs. 8a y 8b se observa que las rótulas del modelo 18\_0.40 se inician en las vigas, y aunque las rótulas de las columnas aparecen después, se puede decir que el criterio de viga débil-columna fuerte no se cumple ya que hay muchas rotulaciones en las columnas extremas derechas de

los pórticos centrales, y por simetría en la columnas centrales del pórtico D, 4. De nuevo, la torsión cambia el diseño original basado en viga débil y columna fuerte.

pondientes al caso 18\_0.20 quedan entre las curvas del caso 18\_0.40, lo que indica que la excentricidad de resistencia del 18\_0.40 es la mayor de todas. En estas curvas se puede observar una reducción de la ductilidad global de torsión con el incremento de la excentricidad.

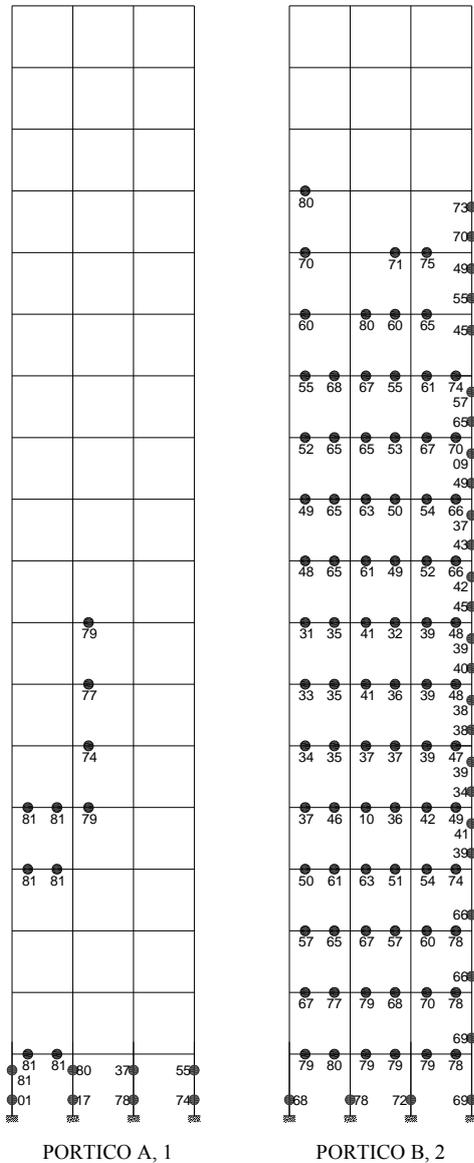


Fig 8(a). Secuencia de la rotulación del modelo 18\_0.40

La Fig. 9, muestra la curva de capacidad en función del coeficiente sísmico  $C_s = V/W$  y la deriva lateral. El edificio regular tiene mayor resistencia, el de  $\epsilon = 0.20$ , que es un límite establecido por la norma, pierde resistencia y aumenta ligeramente la capacidad de deformación. Cuando se supera el valor normativo  $\epsilon = 0.40$  se pierde capacidad de resistencia y deformación. Además, se observa que todos los límites propuestos para cada nivel de desempeño sólo se cumplen el NDE I.

La Fig. 10, muestra que las curvas Torsor-Giro corres-

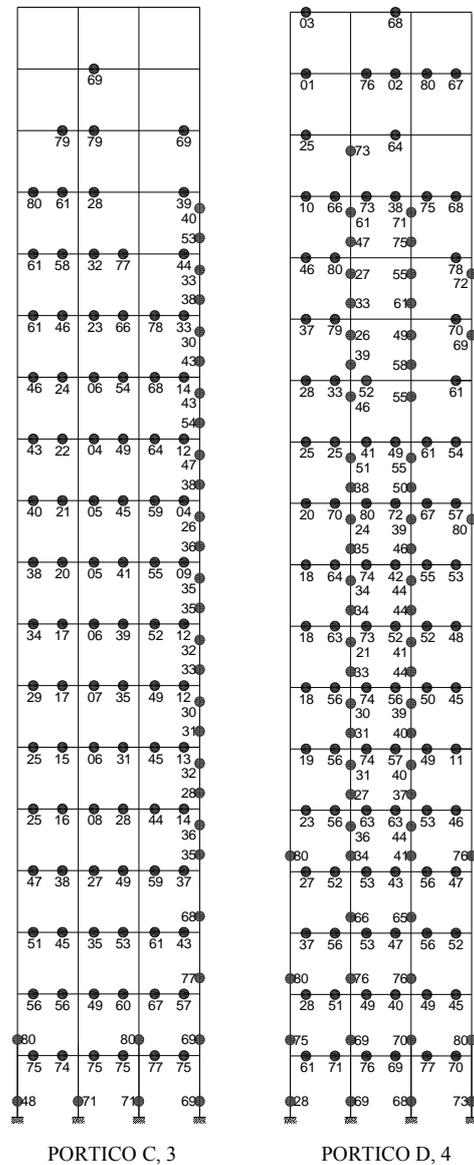


Fig. 8(b). Secuencia de la rotulación del modelo 18\_0.40

En la Tabla 2, se observa que las capacidades de ductilidad en los modelos regulares disminuyen con la altura. En los modelos con  $\epsilon = 0.20$  y  $\epsilon = 0.40$  se mantiene la tendencia de que las capacidades de ductilidad disminuyen con la altura, con un salto importante de 12 a 18 pisos lo que indica que se pierde capacidad de deformación a mayor altura. Igualmente se observa que tienen más capacidad de deformación lateral los edificios con torsión que los regulares, y

que a mayor torsión y altura el valor de la capacidad de ductilidad disminuye. Esto se debe a que en la condición no lineal hay pórticos que incrementan su deformación pero hay otros que la reducen, sobre todo los que están ubicados en el lado rígido de la planta. También se observa que el valor de R aumenta con la altura y con la torsión, superando en el modelo de 12\_0.20 el valor de diseño igual a 6, lo que indica que este valor se debe ser ajustado.

disipación de energía, sin alcanzar la condición de cedencia plástica, tal vez, por un efecto de ciclaje o fatiga.

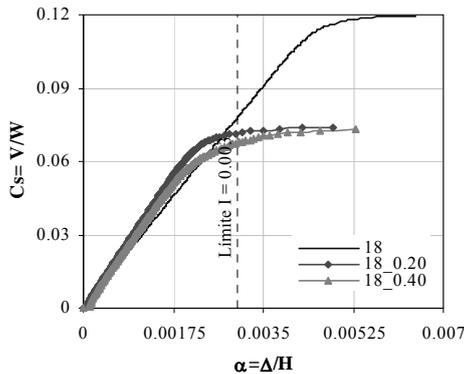


Fig. 9. Curvas de capacidad edificios de 18 pisos

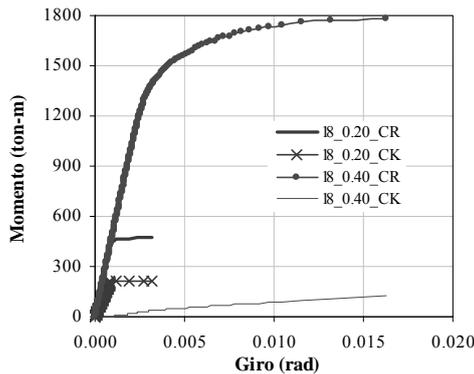


Fig. 10. Curvas Momento-Giro de los Modelos 18\_0.20 y 18\_0.40 en el CR y en el CK

Tabla 2. Valores de capacidad de ε y R, obtenidos del AENL

Modelo	6	6_0.20	6_0.40
Cap. μ	3.24	6.48	7.04
Cap. R	3.46	5.30	5.24

Modelo	12	12_0.20	12_0.40
Cap. μ	2.30	6.35	5.65
Cap. R	5.69	7.53	8.04

Modelo	18	18_0.20	18_0.40
Cap. μ	1.45	2.60	2.34
Cap. R	6.42	10.44	11.22

4.2 Del análisis dinámico no lineal (adnl)

En la Fig. 11, se observa que el análisis dinámico para el sismo Landers del modelo 6 permanece en condición elástica, mientras que para el sismo sinusoidal hay mayor

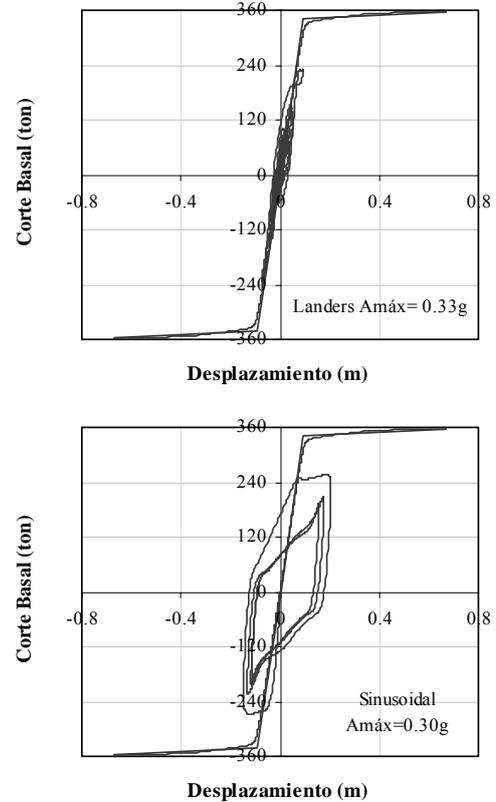


Fig. 11. Curvas corte basal – desplazamiento para el modelo 6

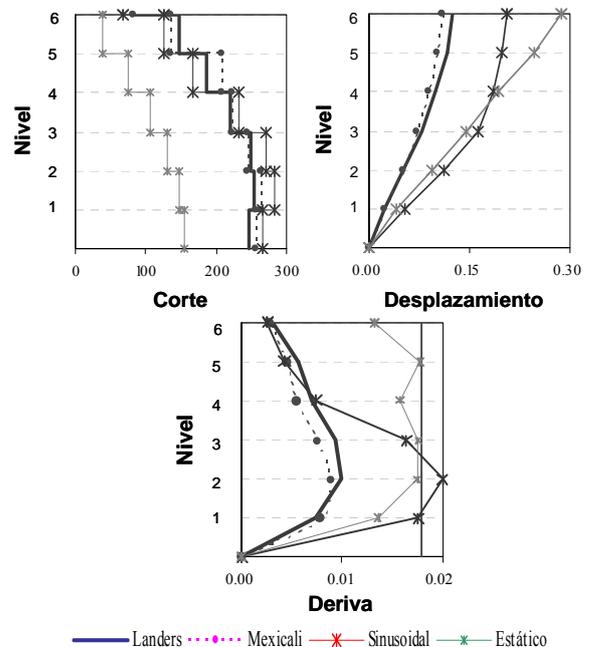


Fig. 12. Comportamiento dinámico modelo 6

En la Fig. 12, se observa que el sismo sinusoidal es el que genera las mayores demandas sobre el edificio de 6 pisos, llegando a sobrepasar el límite de deriva en los pisos inferiores. Igualmente en la condición elástica se presentan grandes deformaciones, y para los sismos Landers y Mexicali con comportamiento dinámico muy similar.

piso, siguiendo la tendencia del comportamiento estático, aunque el promedio dinámico es ligeramente menor y mayor para  $\epsilon$  y  $\tau$ , respectivamente. De igual forma se puede decir que las diferencias en los valores del primer y último piso se mantienen tal como en el caso estático. Asimismo, hay diferencias con respecto a los valores normativos.

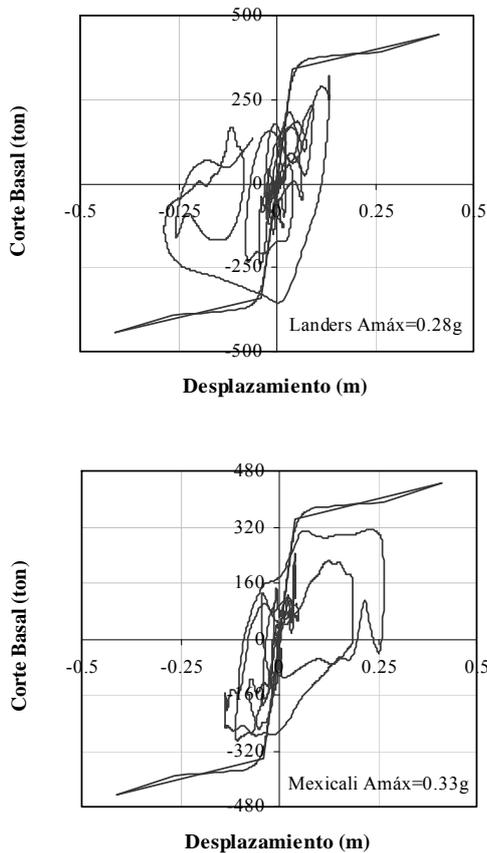


Fig. 13. Curvas corte basal – desplazamiento para el modelo 12\_0.20. (Arriba) con el registro Lander, (Abajo) con el registro Mexicali

Tal como se observa en la Fig. 13, bajo la acción de los sismos escogidos, los ciclos se mantienen dentro de la curva de capacidad del modelo 12\_0.20 lo que indica que la estructura no está exigida pero si disipa energía, aunque se nota la influencia del contenido frecuencial y del cambio de amplitudes de aceleraciones. Para los sismos Landers y Mexicali se observa que la estructura se mantiene en el rango elástico en los ciclos iniciales, pero a medida que se róntula se van ampliando los ciclos.

En la Fig. 14, se observa que son mayores las demandas inelásticas que la elástica. Asimismo, las deformaciones y las derivas se mantienen uniformes, mientras que los mayores giros se producen con el sismo de Landers y de Mexicali.

Los valores dinámicos de  $\epsilon$  y  $\tau$  mostrados en la Fig. 15(a y b) mantienen la tendencia del comportamiento elástico aunque hay mayores diferencias en el primer y último

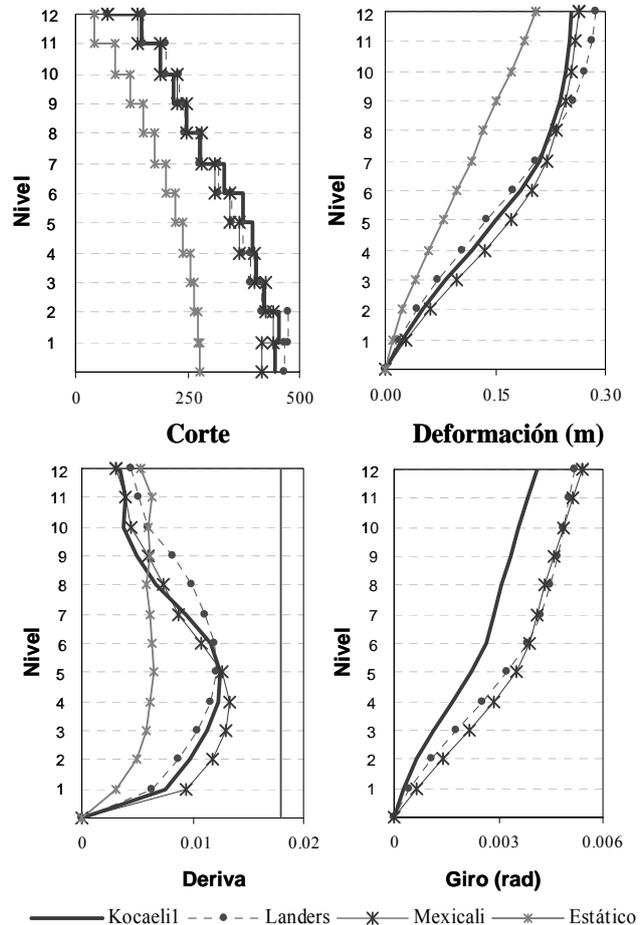


Fig. 14. Comportamiento dinámico modelo 12\_0.20

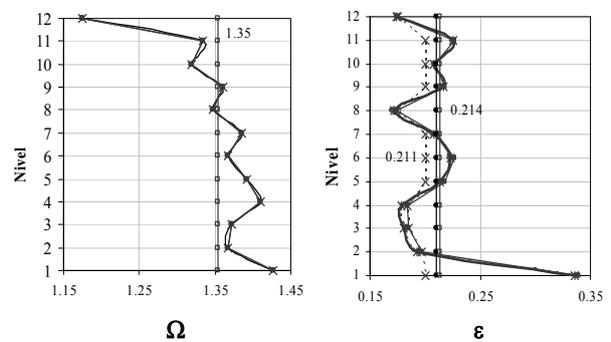


Fig. 15(a). Valores estáticos y dinámicos de  $\Omega$ ,  $\epsilon$ , para modelo 12\_0.20

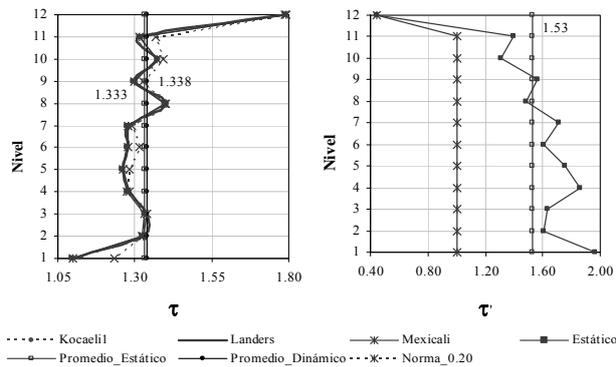


Fig. 16. Valores estáticos y dinámicos de  $\tau$  y  $\tau'$  para modelo 12\_020

En la Fig. 16 (izquierda) se observa que para los sismos Landers y Mexicali se hace una evaluación de los parámetros de torsión y se observa que la historia de  $\varepsilon$  se fue ampliando a medida que pasaba el tiempo, mientras que con el sismo de Mexicali su acción se nota en la parte media y en la parte final con un comportamiento similar al del sismo de Kocaeli1. Este valor de  $\varepsilon$  está dentro del valor promedio estipulado por la norma, pero se observa que este valor es superado por los tres sismos principalmente en el tope y en la base. Para el caso de las historias de  $\tau$ , de la Fig. 16 (derecha) las diferencias de valores se presentan para el sismo de Mexicali en casi su totalidad, pero para el caso de Kocaeli1 ésta diferencia se marca es al final. El sismo de Landers supera el valor pero sin muchos cambios bruscos.

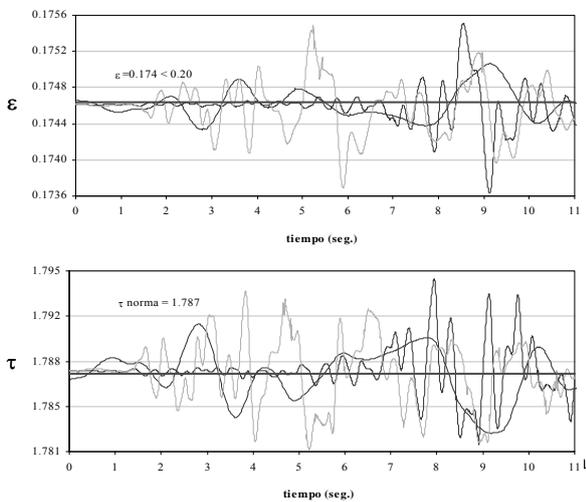


Fig. 17. (Arriba) Historia tiempo de  $\varepsilon$  en el piso 12 para modelo 12\_020 (Abajo). Historia tiempo de  $\tau$  en el piso 12 del modelo 12\_020

La Fig. 17, muestra los valores promedios de  $\Omega$ ,  $\varepsilon$ ,  $\tau$  y  $\tau'$ , estáticos y dinámicos para el caso 18\_0.40, en ella se puede observar que los valores dinámicos siguen la tendencia de los valores estáticos, además que sus valores difieren en menos de 1%. Igualmente, se observa que en el caso de  $\tau$ , el valor nor-

mativo es superior al que se da por el cálculo dinámico, lo que indica que este valor debe ser ajustado.

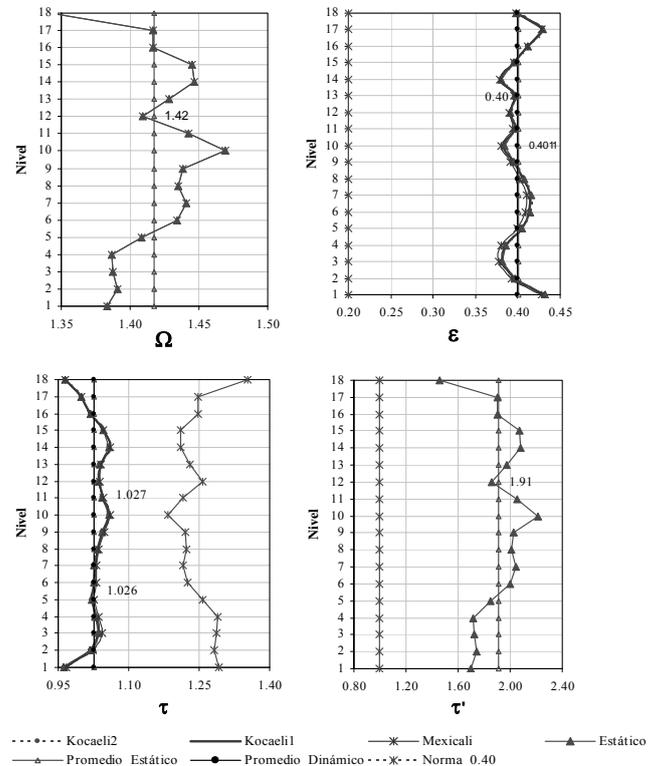


Fig. 18. Valores estáticos y dinámicos de  $\Omega$ ,  $\varepsilon$ ,  $\tau$  y  $\tau'$  para el modelo 18\_040

En las historias de  $\varepsilon$  y  $\tau$  para el piso 13 del modelo 18\_0.40 de la Fig. 18 muestran que los valores de cálculo para  $\varepsilon$  y para  $\tau$  son superados por los tres sismos especialmente por el sismo Mexicali durante la mayor parte del tiempo, y por el sismo de Kocaeli1 en su parte final. Aunque las mayores diferencias entre los valores se dan en el último piso, tal como se ha observado en los casos anteriores.

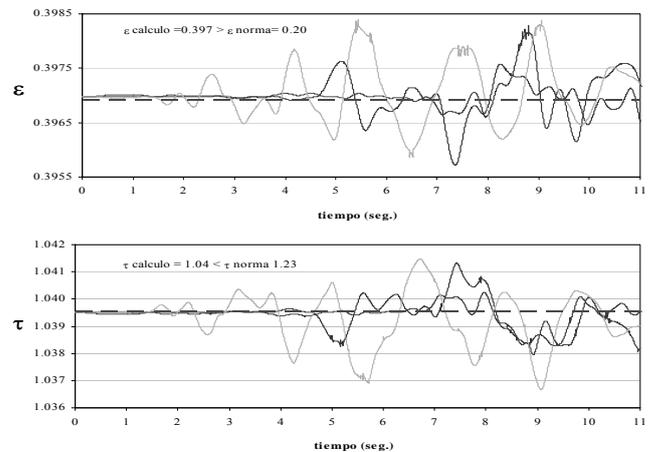


Fig. 19. (Arriba). Historia tiempo de  $\varepsilon$  en el piso 13 para modelo 18\_040 (Abajo). Historia tiempo de  $\tau$  en el piso 13 del modelo 18\_040

## 5 Conclusiones

### Respecto a los parámetros normativos

- Los valores de  $\varepsilon$  en todos los casos son más uniformes con la altura, pero con diferencias en el primer y último piso, por lo que se debería indicar condiciones especiales para evaluarlos según su ubicación.
- Los valores de  $\varepsilon$  superan el valor de diseño ante sismos, por lo cual se debe establecer un  $\varepsilon$  dinámico.
- Los valores de  $\Omega$  dinámicos mantienen un buen ajuste con respecto a los estáticos y al valor normativo correspondiente, aunque para los edificios de 12 y 18 pisos, éste valor presenta discordancias en los niveles medios atribuidas a los cambios de sección, tendiendo en el caso  $\varepsilon=0.20$  a ser menor el valor y en el de  $\varepsilon=0.40$  a ser mayor.
- El valor de  $\tau$  para los casos de  $\varepsilon=0.40$  es menor con respecto al de la norma, y para los casos de  $\varepsilon=0.20$  el valor se ajusta muy bien a la norma.
- Al hacer la revisión de los valores de  $\tau'$  se puede decir que aumenta con la altura en los casos de  $\varepsilon=0.40$ , pero para el caso de  $\varepsilon=0.20$ , la tendencia se cumple hasta los 12 pisos, ya que en el modelo 18\_0.20 el valor es menor y muy cercano al de la norma.

### Respecto al efecto torsional

- El giro aumenta en presencia de torsión, aunque disminuye con la altura.
- Las curvas Torsor-Giro con respecto al centro de resistencia (CR) y respecto al centro de rigidez (CK), revelan que la excentricidad de rigidez es mayor que la de resistencia, y aunque la condición real es que la curva inicial sigue al CK, pero al incrementar el daño va buscando el CR, el cual lo alcanza pero bajo grandes condiciones de daño. Esta condición se pierde con la altura.

### Respecto al comportamiento dinámico

- Las disipaciones de energía aumentaron con la altura y con la torsión.

- Durante el ADNL los modelos tendieron al comportamiento elástico inicialmente, superando en muchos casos la capacidad de deformación, pero pocas veces la capacidad de cedencia de la estructura.

## Referencias

- ATC. 32 (1996) "Improved Seismic Design. Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations". Applied Technology Council, California.
- Crisafulli, F, Reboredo A, y Torrisi, G (2004). "Consideration of Torsional effects in the displacement control of ductile buildings", 13<sup>th</sup> WCEE, Vancouver, Canada.
- Fajfar P, (2000), "A nonlinear Analysis Method for Performance based on design", Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3.
- Hernández J y López O, (2003), "Confiabilidad del método de la torsión estática de la norma sismorresistente venezolana", Boletín IMME, UCV, N° 2-3. Vol. 41.
- Li K, (1998), CANNY99, "Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package", Singapore.
- Norma COVENIN MINDUR 1753-87, "Estructuras de concreto armado para edificaciones". Fondonorma, Caracas, Venezuela, 1988.
- Norma COVENIN MINDUR 1756-98 (Rev.2001), "Edificaciones Sismorresistentes". Fondonorma, Caracas, Venezuela. Marzo.
- Park R y Paulay T, (1979), "Estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa, México, Primera edición.
- Paulay T, (1997), "A behavior based design approach to earthquake induced torsion in ductile buildings", Seismic Design Methodologies for the next generation of codes, Fajfar & Krawinkler.
- Sasani M y Bertero V, (2000) "Importance of several pulse type ground motions in performance based engineering historical and critica review." Proceedings 12 WCEE.
- Vielma J, (2003) "Espectros inelásticos considerando comportamiento inelástico de suelo y estructura" Tesis Maestría en Ingeniería Estructural Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela, Febrero.