



Revista de Ingeniería Sísmica

ISSN: 0185-092X

smis@smis.org.mx

Sociedad Mexicana de Ingeniería

Sísmica

México

Tapia Hernández, Edgar; De Jesús Martínez, Yesenia; Fernández Sola, Luciano  
DEMANDAS SÍSMICAS EN EDIFICIOS REGULARES DE ACERO CON  
CIMENTACIONES FLEXIBLES

Revista de Ingeniería Sísmica, núm. 96, 2017, pp. 1-17

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

Distrito Federal, México

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61851598001>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

## DEMANDAS SÍSMICAS EN EDIFICIOS REGULARES DE ACERO CON CIMENTACIONES FLEXIBLES

*Edgar Tapia Hernández <sup>(1)</sup>, Yesenia De Jesús Martínez <sup>(1)</sup> y Luciano Fernández Sola <sup>(1)</sup>*

### RESUMEN

En este artículo se discute la respuesta inelástica de edificios regulares de 8 y 12 pisos estructurados con marcos de acero dúctiles con contravento concéntrico y cimentaciones flexibles. Se efectuaron análisis no lineales con el propósito de evaluar la influencia de la interacción suelo - cimentación - estructura en tres escenarios: modelos con base rígida, modelos con pilotes de cimentación y modelos con cajón de cimentación. Los edificios de acero y las cimentaciones fueron diseñadas siguiendo estrictamente los criterios para marcos dúctiles. La rigidez lateral se estudió a partir de marcos sin crujías contraventeadas, con una crujía contraventeada y con dos crujías contraventeadas. Se realizaron análisis dinámicos no lineales incrementales para evaluar la respuesta en función de las demandas máximas por distorsión global, distorsión de entrepiso, factor de concentración de distorsión y demandas máximas de momento flexionante, fuerza cortante y carga axial en las columnas de los edificios. Con base en los resultados, se establecen los casos donde el modelo con base rígida no es una representación conservadora de los efectos cuando se considera un sistema de cimentación flexible; especialmente, cuando las cimentaciones fueron diseñadas con pilotes.

**Palabras clave:** edificios de acero; base rígida; pilotes; cajón de cimentación; deformación lateral

## SEISMIC DEMANDS ON REGULAR STEEL BUILDINGS WITH FLEXIBLE FOUNDATIONS

### ABSTRACT

In this paper, the inelastic responses of 8- and 12-stories buildings structured with concentrically braced ductile steel frames and flexible foundations are discussed. Nonlinear analyzes were performed in order to evaluate the influence of the Soil – Foundation - Structure interaction in three scenarios: fixed base condition, piles foundation and mat foundation condition. Steel buildings and foundations were designed following the criteria for ductile frames. The lateral stiffness was studied through unbraced frames, frames with one braced bay and frames with two braced bays. Incremental dynamic analyses were carried out to asses the response in terms of the peak demands of global drift, interstory drift, drift concentration factor and the maximum demands of bending moment, shear force and axial force in columns. According to the results, cases are identified where the fixed-base models are an unconservative representation of the effects when a flexible foundation is considered; especially when the foundations were designed with piles.

**Keywords:** steel building; fixed-base; piles; mat foundation; lateral deformation

---

Recibido el 15 de julio de 2016, Revisado el 30 de marzo de 2017, Aprobado el 10 de junio de 2017. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

<sup>(1)</sup> Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, Av. San Pablo 180, Col. Reynosa Tamaulipas, Del. Azcapotzalco, 02200 México, DF, e-mail: [etapiah@azc.uam.mx](mailto:etapiah@azc.uam.mx), [yedtesi@hotmail.com](mailto:yedtesi@hotmail.com), [lfs@azc.uam.mx](mailto:lfs@azc.uam.mx)

## INTRODUCCIÓN

La mayoría de los procedimientos establecidos en los reglamentos para el diseño sísmico de edificios regulares están basados en análisis del comportamiento estructural elástico y estiman el comportamiento inelástico de una forma indirecta. En el procedimiento de esos reglamentos, por ejemplo Eurcódigo-8 (2005) en Europa; ASCE/SEI 7 (2005) en Estados Unidos; AS/NZS 1170.5-07 (2007) en Australia y Nueva Zelanda y NTCS-17 (Gobierno del Distrito Federal, 2017b) en México; la demanda sísmica en la altura depende del periodo fundamental de la estructura y la masa (Avilés y Pérez-Rocha, 2011). En ellos, el patrón lateral de cargas es obtenido mediante análisis dinámicos elásticos considerando base rígida, despreciando los posibles efectos de la interacción suelo-estructura. La eficacia de los patrones laterales para el diseño sísmico especificado en los reglamentos usando base rígida se ha estudiado ampliamente y, en general, se ha concluido que las demandas de ductilidad no son iguales en los entrepisos que conforman los edificios y que en muchos casos el mayor daño se concentra en el primer piso.

De hecho, se ha identificado que los patrones de carga sísmicos de los reglamentos vigentes en diseños racionales podrían estar relacionados con reservas de capacidad y redistribuciones de fuerzas que no están considerados forzosamente en el proceso de diseño (Tapia y Tena, 2011) y que el criterio normativo no garantizan la optimización de los elementos estructurales, sino que usualmente es necesario adecuar los perfiles de carga en función del periodo de la estructura y la ductilidad objetivo (Moghaddam y Hajirasouliha, 2005).

Pese a esto, la mayoría de esos análisis desarrollados para evaluar la respuesta de los edificios centran su atención en modelos con base rígida, donde se desprecian los efectos de la interacción suelo-estructura. Esta interacción podría alterar significativamente la respuesta de las estructuras modificando su rigidez lateral y el mecanismo de disipación de energía, puesto que los modelos con interacción suelo-estructura están asociados a un periodo mayor que los modelos apoyados en base rígida y, generalmente, a un mayor amortiguamiento debido a la energía de disipación por el comportamiento histerético y la radiación de ondas en el suelo (Ganjavi y Hao, 2012). De hecho, en muchas ocasiones la influencia de la interacción suelo-estructura se han popularizado como efectos benéficos en análisis sísmicos de estructuras; sin embargo, el incremento o reducción del cortante actuante depende de las características del espectro de diseño y del periodo de la estructura con y sin los efectos de interacción.

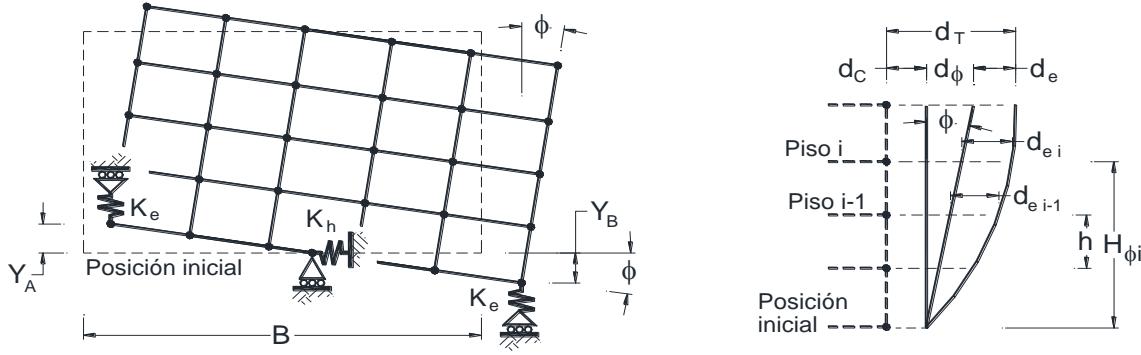
El comportamiento inelástico de los edificios incluyendo los efectos de la interacción suelo - estructura ha sido estudiado en análisis que modelan la superestructura en sistemas de un grado de libertad (Rosenblueth y Resendiz, 1988; Avilés y Pérez-Rocha, 2005; Ganjavi y Hao, 2011) o mediante modelos que la simplifican significativamente (Sáez *et al.*, 2013), pese a que la respuesta inelástica es mucho más compleja sobretodo en edificios altos y de mediana altura. Así, pocos estudios (Barcena y Esteva, 2007; Raychowdhury, 2011; Fernández *et al.*, 2015) se han desarrollado de edificios modelados como sistemas de múltiples grados de libertad donde se incluyan los efectos de la interacción suelo - estructura.

En este artículo se estudian las demandas de deformación, ductilidad y sobrerresistencia y redistribuciones de cargas en edificios de mediana altura con el propósito de evaluar la influencia de la rigidez de la cimentación en tres escenarios en la respuesta global de los edificios: modelos con base rígida, modelos con pilotes de cimentación y modelos con cajón de cimentación. Los modelos se estudiaron mediante análisis inelásticos estáticos y dinámicos como sistemas de múltiples grados de libertad donde la influencia de la rigidez lateral se evaluó analizando marcos momento resistentes sin contraventos, marcos con una crujía contraventeadas y marcos con dos crujías contraventeadas.

## COMPONENTES DE LA DEFORMACIÓN

En el modelo de un edificio con cimentación flexible, el desplazamiento total  $d_{Ti}$  del entrepiso  $i$ , reportado en los análisis de una estructura, tiene tres componentes (ec. 1; fig. 1): a) el desplazamiento debido a la deformación de la estructura  $d_{ei}$ , b) el desplazamiento horizontal de la cimentación  $d_{Ci}$  y c) el desplazamiento relacionado con la rotación  $\phi$  de la cimentación  $d_{\phi i}$ .

$$d_{Ti} = d_{ei} + d_{Ci} + d_{\phi i} \quad (1)$$



a) Definición de variables y condiciones de apoyo

b) Componentes de deformación

Figura 1. Elevación lateral de un modelo con cimentación flexible

En términos de la distorsión, la diferencia relativa entre el desplazamiento del entrepiso  $i$  ( $d_{ei}$ ) y el entrepiso  $i-1$  ( $d_{ei-1}$ ) está definida por la ecuación 2 (fig. 1b), donde  $h$  es la diferencia de las elevaciones (altura de entrepiso) y  $d_e$  es la deformación de la estructura. Adicionalmente, la componente de la deformación asociada con la rotación  $d_{\phi i}$  depende de la rotación de la cimentación  $\phi$  (ec. 3), si se supone que todos los entrepisos tienen la misma altura de entrepiso igual a  $h$ . En la expresión,  $H_{\phi i}$  es la elevación desde la base del edificio donde se está evaluando la deformación  $d_{\phi i}$  en el entrepiso  $i$ .

$$\delta_i = \frac{d_{ei} - d_{ei-1}}{h_i} \quad (2)$$

$$\tan \phi = d_{\phi i} / H_{\phi i} = d_{\phi i} / (i)h \quad (3)$$

Así, es posible establecer la definición de la deformación del entrepiso  $i$  (ec. 1) en función de la rotación de la cimentación  $\phi$ , si se establece que la tangente tiende al ángulo ( $\tan \phi \rightarrow \phi$ ) cuando su magnitud es pequeña (ec. 4).

$$d_{Ti} = d_{ei} + d_{Ci} + (i)h\phi \quad (4)$$

Sustituyendo el razonamiento anterior (ec. 5) y manipulando la ecuación algebraicamente se demuestra que la distorsión de entrepiso  $i$  que considera únicamente la deformación de la estructura en términos de la deformación total  $d_T$  no depende del desplazamiento de la cimentación  $d_{Ci}$ , sino de la rotación de la base  $\phi$ .

$$\delta_i = [d_{Ti} - d_{Ci} - (i)h_i\phi] - [d_{Ti-1} - d_{Ci-1} - (i-1)h\phi]/h \quad (5)$$

$$\delta_i = [d_{Ti} - d_{Ti-1} - \phi h]/h \quad (6)$$

Redefiniendo la rotación  $\phi$  en función de las deformaciones verticales y la base del edificio  $B$  (ec. 7; fig. 1a) y sustituyendo en la ec. 6, la definición de la distorsión de entrepiso relacionada con la deformación de la estructura en términos de la deformación total  $d_T$  queda como se muestra en la ecuación 8.

$$\phi = (Y_B - Y_A)/B \quad (7)$$

$$\delta_i = [d_{Ti} - d_{Ti-1} - \{Y_B - Y_A\}(h/B)]/h \quad (8)$$

Esta ecuación permite estimar el desplazamiento lateral que está relacionado con la deformación de la estructura en cimentaciones flexibles y es comúnmente utilizada por algunos programas de análisis para reportar la distorsión relacionada con la edificación cuando se modelan los efectos de flexibilidad de la cimentación; por ejemplo, a través del comando GENDISP en el Drain-2DX (Prakash *et al.*, 1992). Evidentemente, en el caso de modelos con base rígida, el desplazamiento total depende únicamente de la deformación de la estructura  $d_{ei}$  desarrollada por los elementos estructurales y a menos que se trate de sistemas esbeltas donde las columnas tengan capacidad de desarrollar grandes deformaciones axiales, la distorsión tangencial usualmente no rige la revisión del límite de deformación.

## DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

Con el propósito de evaluar la influencia de la rigidez de la cimentación en la deformación de la estructura, se analizó la respuesta sísmica de edificios de oficinas de 8 y 12 pisos estructurados con marcos de acero con contraviento concéntrico en configuración chevrón (figura 2a). Los edificios se supusieron virtualmente localizados en la colonia Roma Sur, delegación Cuauhtémoc en la Ciudad de México; es decir, zona de lago conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCS-17 (Gobierno del Distrito Federal, 2017b) para asociarlas con las mayores demandas de aceleración propuestas.

En el diseño de los edificios se siguieron estrictamente los criterios normativos para marcos dúctiles con contraviento concéntrico. Conforme a las NTCS-04 (Gobierno del Distrito Federal, 2004), un edificio estructurado con marcos con contravientos podía relacionarse con la máxima ductilidad permitida, si se aseguraba que el marco (trabes y columnas) contribuía al menos el 50% del cortante lateral resistente y si no existían cambios de rigidez significativos en entrepisos contiguos. El límite de esta contribución se modificó en la versión de las NTCS-17, donde los marcos en sistemas duales deben ser capaces de resistir en cada entrepiso, sin contar la contribución de los contravientos, por lo menos el 30% de la fuerza cortante actuante y hasta el 70% con el propósito de que el sistema se diseñe como sistema dúctil.

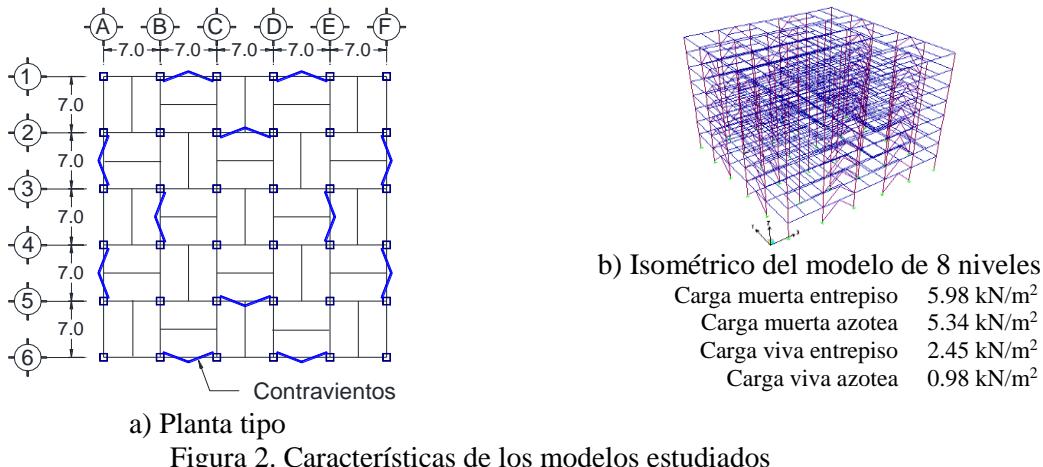
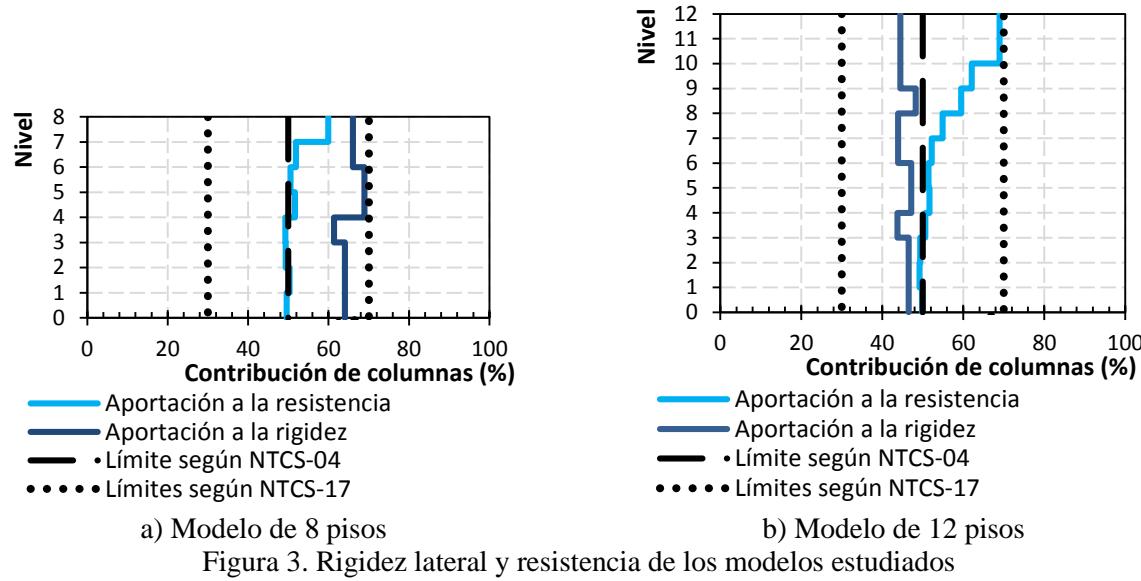
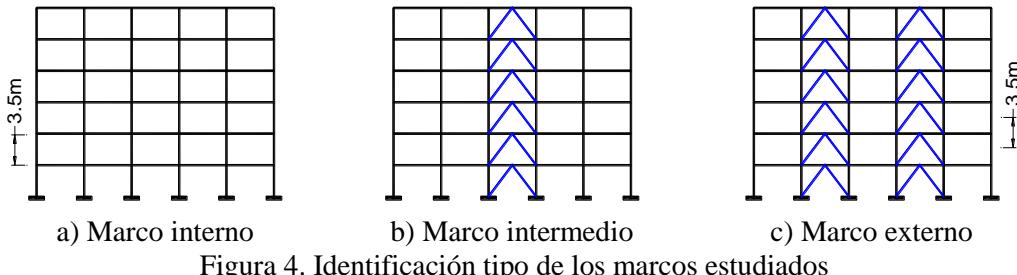


Figura 2. Características de los modelos estudiados

Así, en la figura 3 se demuestra que los modelos cumplen los requisitos de rigidez y resistencia lateral de ambas versiones de las NTCS. En Tapia y Tena (2011) y Del Rincón (2017) es posible consultar una discusión más amplia sobre la influencia de la aportación al cortante lateral resistente del sistema de los contravientos en la respuesta inelástica; mientras que en Tapia *et al.* (2013) se discuten ecuaciones aproximadas para calcular la rigidez lateral, la resistencia lateral y el balance de cargas de edificios estructurados con marcos de acero contraventeados.



Con el propósito de evaluar la influencia de la rigidez de la cimentación, se diseñó una solución considerando pilotes y otra usando un cajón de cimentación. Asimismo, la influencia de la rigidez lateral se evaluó a partir de los marcos que conforman al edificio, los cuales se desacoplaron para estudiar su respuesta en forma independiente (fig. 4).



El criptograma de identificación de los marcos estudiados sigue la siguiente lógica: los primeros dos caracteres indican el tipo de cimentación del modelo, donde *BR* indica base rígida, *P* indica una cimentación con pilotes y *CC* una cimentación mediante un cajón de cimentación. El siguiente número indica el número de niveles: 8 pisos o 12 pisos. A continuación, mediante un número se indica la cantidad de crujías contraventeadas: 0 cuando no hay contravientos que es un marco interno, 1 cuando hay una crujía contraventeadas que es un marco intermedio y 2 cuando hay dos crujías contraventeadas que es un marco externo (fig. 4). Finalmente, una letra *C* que indica que los modelos forman parte de un estudio donde se evalúa la influencia de la flexibilidad de la cimentación.

## Diseño y rigidez de la cimentación

La cimentación de los edificios se diseñó en un estudio previo (Dávalos, 2013), donde se supuso un suelo cohesivo con una cohesión  $c=5.0 \text{ t/m}^2$  con base en los resultados de un Estudio de Mecánica de Suelos de la zona donde se supusieron localizados los modelos. El proceso de diseño se realizó siguiendo criterios equivalentes a los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Acero (Gobierno del Distrito Federal, 2017a) basados en la filosofía del diseño por capacidad. Las funciones de impedancia se determinaron mediante el programa comercial Dyna5 (Novak *et al.*, 1995), que permite calcular la respuesta de varios tipos de cimentaciones ya sean rígidas o flexibles ante una variedad de cargas dinámicas. En la tabla 1 se muestran las rigideces dinámicas horizontal  $K_h$  y rotacional  $K_r$ . En el cálculo se consideraron las propiedades dinámicas que se obtuvieron de los modelos en los programas de cómputo.

Tabla 1. Funciones de impedancia

Modelo	Cajón de cimentación		Pilotes de fricción	
	$K_h$ (N/m)	$K_r$ (Nm)	$K_h$ (N/m)	$K_r$ (Nm)
8 pisos	1.180(10) <sup>9</sup>	7.330(10) <sup>11</sup>	1.023(10) <sup>9</sup>	8.931(10) <sup>10</sup>
12 pisos	9.352(10) <sup>8</sup>	3.330(10) <sup>11</sup>	1.423(10) <sup>9</sup>	2.792(10) <sup>11</sup>

Dado que se realizaron análisis de los marcos desacoplados, fue necesario establecer los porcentajes de rigidez del sistema suelo-cimentación que le corresponden a cada uno de ellos. Siguiendo la hipótesis que el cortante basal que transmite cada uno de los marcos a la cimentación es proporcional a su rigidez y dado que el sistema de cimentación se consideró como un cuerpo rígido, el porcentaje de rigidez del sistema suelo-cimentación se calculó mediante el porcentaje de rigidez que aporta cada marco a la rigidez lateral del edificio. Asimismo, las masas de los marcos se ajustaron en función de la rigidez lateral del sistema para que la suma de las aportaciones correspondiera con la respuesta de la edificación. Es posible consultar mayores detalles de este procedimiento en Fernández *et al.* (2015).

## ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

Se realizaron análisis inelásticos ante carga estática monótona creciente con el programa Drain-2DX (Prakash *et al.*, 1992), donde la estructura se modeló como un conjunto de elementos en dos dimensiones conectados con nodos con tres grados de libertad cada uno. Las trabes y columnas se modelaron con el elemento *Type 02*, que consiste esencialmente en un elemento elástico con plasticidad concentrada en los dos extremos e incluye zonas rígidas. Los contravientos se modelaron con el elemento *Type 09*, que es una barra con respuesta inelástica sometida a cargas axiales, donde se define la capacidad del elemento en tensión y compresión.

Las características de la interacción suelo - cimentación de los edificios con base flexible se modelaron mediante resortes sometidos a demandas axiales con las propiedades de la rigidez horizontal  $K_h$  y la rigidez rotacional  $K_r$  (fig. 1a). En el modelo, la rigidez rotacional  $K_r$  se modeló a través de resortes equivalentes  $K_e$  que se calculan con la ecuación 9, donde  $B$  es el ancho de la edificación como se muestra en la fig. 1a.

$$K_e = \frac{K_r}{2(B/2)^2} \quad (9)$$

Así, en la figura 5 se muestran la curva de capacidad de cortante basal contra la distorsión de entrepiso en porcentaje (deformación en la azotea  $d_T$  dividida entre la altura total  $H$ ) del modelo de 12 pisos. En ella, se compara la influencia de la flexibilidad de la cimentación para cada marco estudiado considerando los

desplazamientos obtenidos de los análisis inelásticos. En De Jesús (2014) es posible consultar otros detalles de la respuesta inelástica a través de las curvas de capacidad.

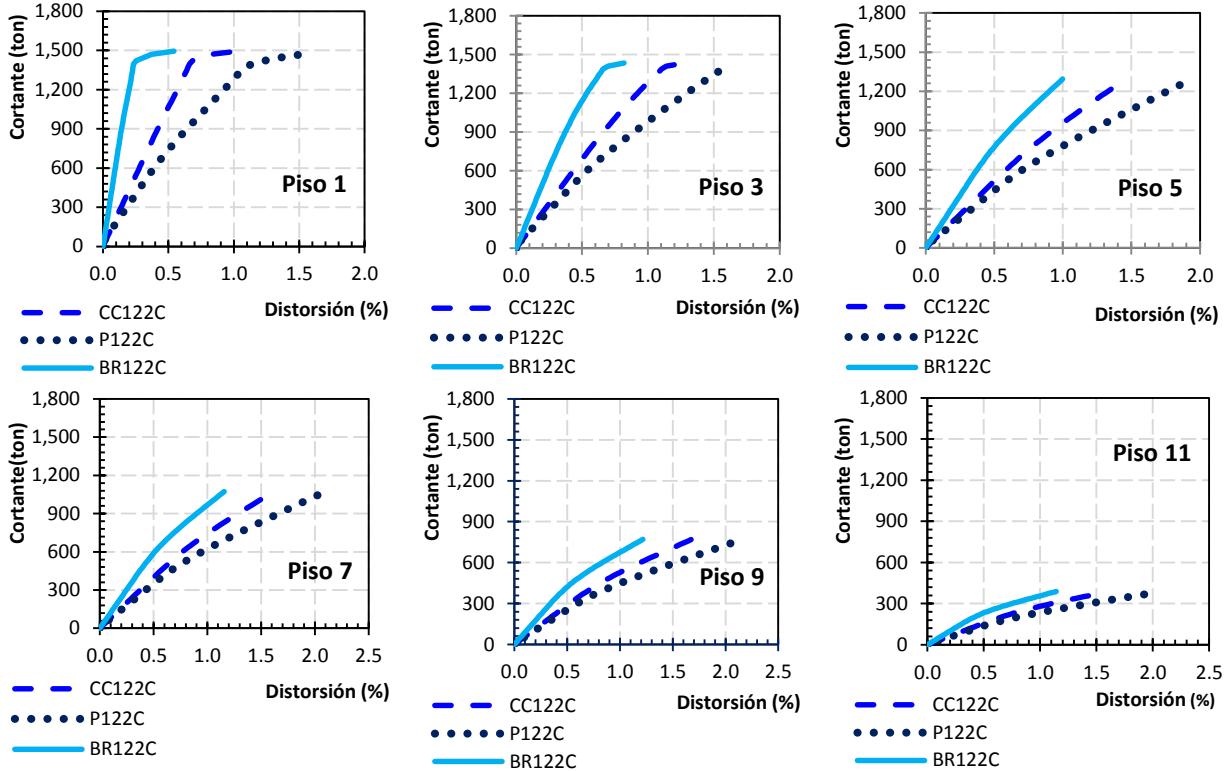


Figura 5. Curva de capacidad por entrepiso del marco de 12 pisos con dos crujías contraventeadas

Los resultados indican que el marco con base rígida (BR122C) está relacionado con una mayor rigidez lateral, lo que provoca que los marcos sean capaces de desarrollar un menor desplazamiento lateral  $d_T$ . Sin embargo, el hecho que los desplazamientos para las estructuras en base flexible sean mayores no implica que la estructura esté sometida a una mayor demanda cuando se modela la cimentación flexible. Con el propósito de demostrar esto, en la tabla 2 se muestra la distorsión global  $\delta$  desarrollada en los análisis del modelo de 12 pisos considerando distintas aportaciones a la deformación en el inicio del daño (distorsión de fluencia  $\delta_y$ ) y en la formación del mecanismo de colapso (distorsión última  $\delta_u$ ).

A pesar de que los desplazamientos totales de la estructura en los análisis con base flexible (ec. 1) son significativamente mayores a los que se obtienen de los análisis en base rígida (tabla 2); en realidad, la respuesta de la estructura es similar cuando se suprime los efectos de cuerpo rígido (el desplazamiento por la rotación  $d_\phi$  y el desplazamiento de la cimentación  $d_C$ ).

Con el propósito de identificar la mayor contribución al desplazamiento en los modelos con base flexible, en la tabla 2 también se muestra el desplazamiento normalizado  $d/d_T$  con el desplazamiento total reportado en el análisis (ec. 1). Se nota que el desplazamiento de la cimentación  $d_C$  es poco significativo, ya que los porcentajes  $(d_e + d_\phi)/d_T$  disminuyen alrededor del 6% al 10% del desplazamiento total  $U_T$ . En cambio, la componente del desplazamiento por deformación de la estructura  $d_e$  representa alrededor del 52 al 56% del desplazamiento obtenido originalmente en el análisis  $d_T$ . Esto implica que el desplazamiento asociado a la rotación de la cimentación  $d_\phi$  representa la mayor contribución de las componentes originadas por la flexibilidad de la cimentación en los modelos estudiados. Como un caso particular, el modelo con

pilotes de cimentación con marcos rígidos (P122C) no sigue esta tendencia, sino que el desplazamiento total  $d_T$  está relacionado con la deformación de la estructura  $d_e$  predominantemente.

Tabla 2. Distorsión global desarrollada por el modelo de 12 niveles

Tipo de cimentación	Deformación	Modelo	Fluencia			Colapso		
			$\delta_y$ (%)	Paso	$d/d_T$ (%)	$\delta_u$ (%)	Paso	$d/d_T$ (%)
a) Modelos con base rígida	Estructura, $d_T = d_e$	BR120C	0.51	09	---	0.86	11	---
		BR121C	0.41	21	---	1.02	37	---
		BR122C	0.31	26	---	1.01	61	---
	Deformación total $d_T$ obtenida del análisis (ec. 1)	P120C	0.95	09	100.0	1.46	11	100.0
		P121C	0.78	21	100.0	1.70	37	100.0
		P122C	0.50	22	100.0	1.90	60	100.0
b) Modelos con cimentación flexible	Rotación y estructura, $d_e + d_\phi$	CC120C	0.92	09	100.0	1.41	11	100.0
		CC121C	0.75	21	100.0	1.65	37	100.0
		CC122C	0.56	26	100.0	1.62	61	100.0
		P120C	0.89	09	93.7	1.39	11	95.2
		P121C	0.73	21	93.6	1.61	37	94.7
		P122C	0.50	22	100.0	1.90	60	100.0
	Sin desplazamiento de la cimentación $d_C$	CC120C	0.83	09	90.2	1.30	11	92.2
		CC121C	0.67	21	89.3	1.52	37	92.1
		CC122C	0.50	26	89.3	1.48	61	91.4
		P120C	0.52	09	54.7	0.93	11	63.7
	Estructura, $d_e$ (equivale a ec. 8).	P121C	0.41	21	52.6	1.05	37	61.8
		P122C	0.45	22	90.0	1.77	60	93.2
		CC120C	0.52	09	56.5	0.92	11	65.2
		CC121C	0.41	21	54.7	1.05	37	63.6
	Sin componente de rotación $d_\phi$ ni desplazamiento de cimentación $d_C$	CC122C	0.31	26	55.4	1.02	61	63.0

Ahora, en la figura 6 se muestran las curvas globales (cortante basal contra distorsión global) obtenida de los análisis, usando desplazamientos globales ( $d_e + d_C + d_\phi$ ; ec. 1) en función de las crujías contraventeadas. En los modelos de 12 pisos (figura 6b) con ninguna y una crujía contraventeadas las cimentaciones flexibles desarrollan un comportamiento similar. Sin embargo, el modelo más rígido cuando se usan pilotes (P122C) desarrolla un desplazamiento mucho mayor, lo que debe relacionarse con un mayor daño de los elementos estructurales, dado que su mayor componente es el desplazamiento asociado con la deformación de la estructura (tabla 2). En cambio, la respuesta de los modelos de 8 pisos (fig. 6a) cuando se usan pilotes en la cimentación son significativamente similares a los obtenidos con base rígida. Lo que implica que el sistema de cimentación es bastante más rígido debido a la respuesta de los pilotes en su conjunto.

Los resultados indican que la rigidez dinámica de la cimentación del edificio de 8 niveles con pilotes (P080C, P081C y P082C) es tan alta que los marcos tienen una respuesta equivalente al modelo con base rígida (BR080C, BR 081C y BR 082C). En cambio, el edificio de 12 niveles con pilotes (P120C, P121C y P122C) se approxima más al modelo con el cajón de cimentación (CC120C, CC121C y CC122C), pese a que la cimentación del edificio de 8 niveles cuenta con menos pilotes que el edificio de 12 niveles. Como se discute a continuación, esta diferencia en las rigideces de las cimentaciones está asociada a los efectos dinámicos de grupo.

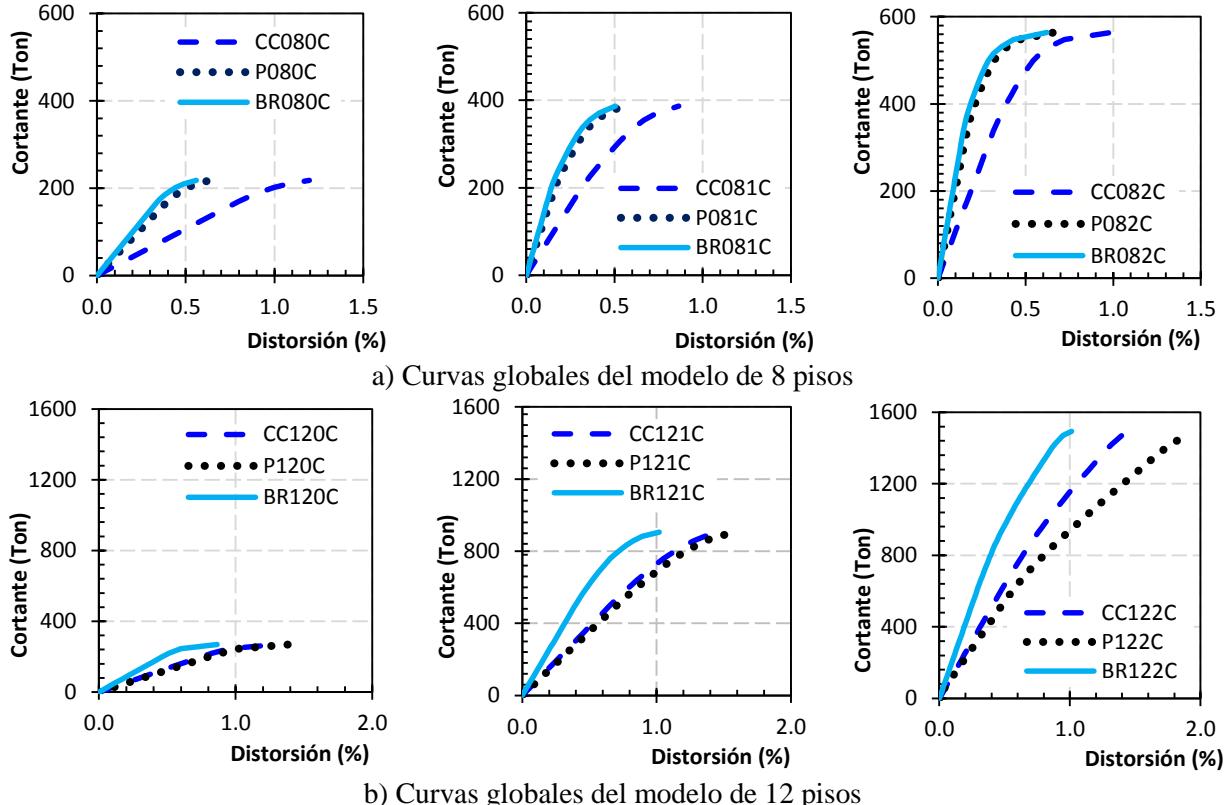


Figura 6. Curva de capacidad global en función de la cimentación y cantidad de crujías contraventeadas

### Efecto de grupo de los pilotes

En las cimentaciones constituidas por grupos de pilas o pilotes, la rigidez del grupo no es necesariamente igual a la suma de las rigideces individuales de todos los elementos, esto se debe a que los pilotes pueden responder en grupo. Dada la naturaleza dinámica del fenómeno, el efecto de grupo en la rigidez dinámica puede incrementar la rigidez del sistema, a diferencia de la influencia del efecto de grupo en la capacidad de carga donde siempre la reduce. Este incremento se debe primordialmente a la naturaleza dinámica de las funciones de impedancia, ya que si la frecuencia fundamental del sistema suelo-cimentación-estructura corresponde a una frecuencia antirresonante del sistema constituido por el grupo de pilotes, los desplazamientos producidos por las descargas de la estructura serán pequeños y, por lo tanto, la rigidez del grupo se incrementará.

En la figura 7 se muestran las variaciones de la rigidez dinámica rotacional de las cimentaciones con pilotes en función de la frecuencia calculadas en este estudio. Con base en los resultados, aún cuando el efecto de grupo para el caso estático (frecuencia  $n \rightarrow 0$ ) ocasiona que la rigidez rotacional de ambos grupos sea muy parecida (aproximadamente  $K_r = 6.1 \times 10^{11}$  kN-m), la rigidez dinámica del grupo correspondiente a las frecuencias fundamentales con base flexible es distinta entre los modelos debido al efecto dinámico. La frecuencia del modelo de 8 pisos es igual a  $n = 16$  rad/s ( $T_{08}=0.39$  s); mientras que frecuencia del modelo de 12 pisos es igual a  $n = 12.5$  rad/s ( $T_{12}=0.50$  s); por lo que dada la respuesta, la rigidez rotacional  $K_r$  del grupo del modelo de 8 pisos resulta ser casi el doble de la que se obtiene para el edificio de 12 niveles. Lo anterior explica la tendencia de los resultados obtenidos en las curvas de capacidad globales (fig. 6). En Tapia *et al.* (2015) es posible encontrar una discusión más detallada sobre la influencia del efecto de grupo en cimentaciones con pilotes.

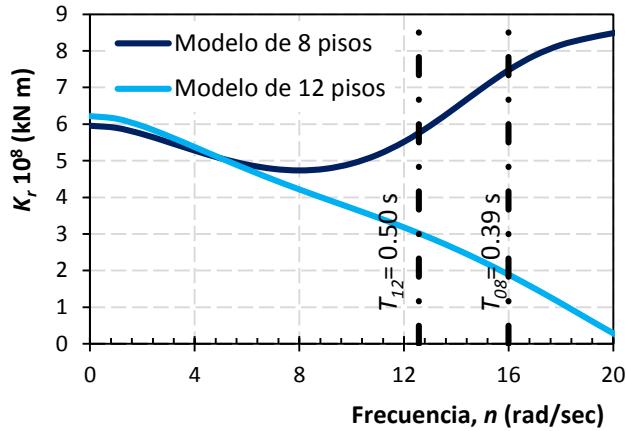


Figura 7. Rigididades dinámicas rotacionales  $K_r$  para cimentaciones con pilotes de edificios de 8 y 12 pisos

En la figura 8 se muestran las demandas de distorsión en la formación del mecanismo de colapso por entrepiso (tabla 2). En general, la magnitud de la distorsión última es bastante parecida a la restricción de diseño que proponen las NTCS-17 para este sistema estructural ( $\delta_{perm} = 1.5\%$ ), por lo que el límite parece adecuado con propósitos prácticos.

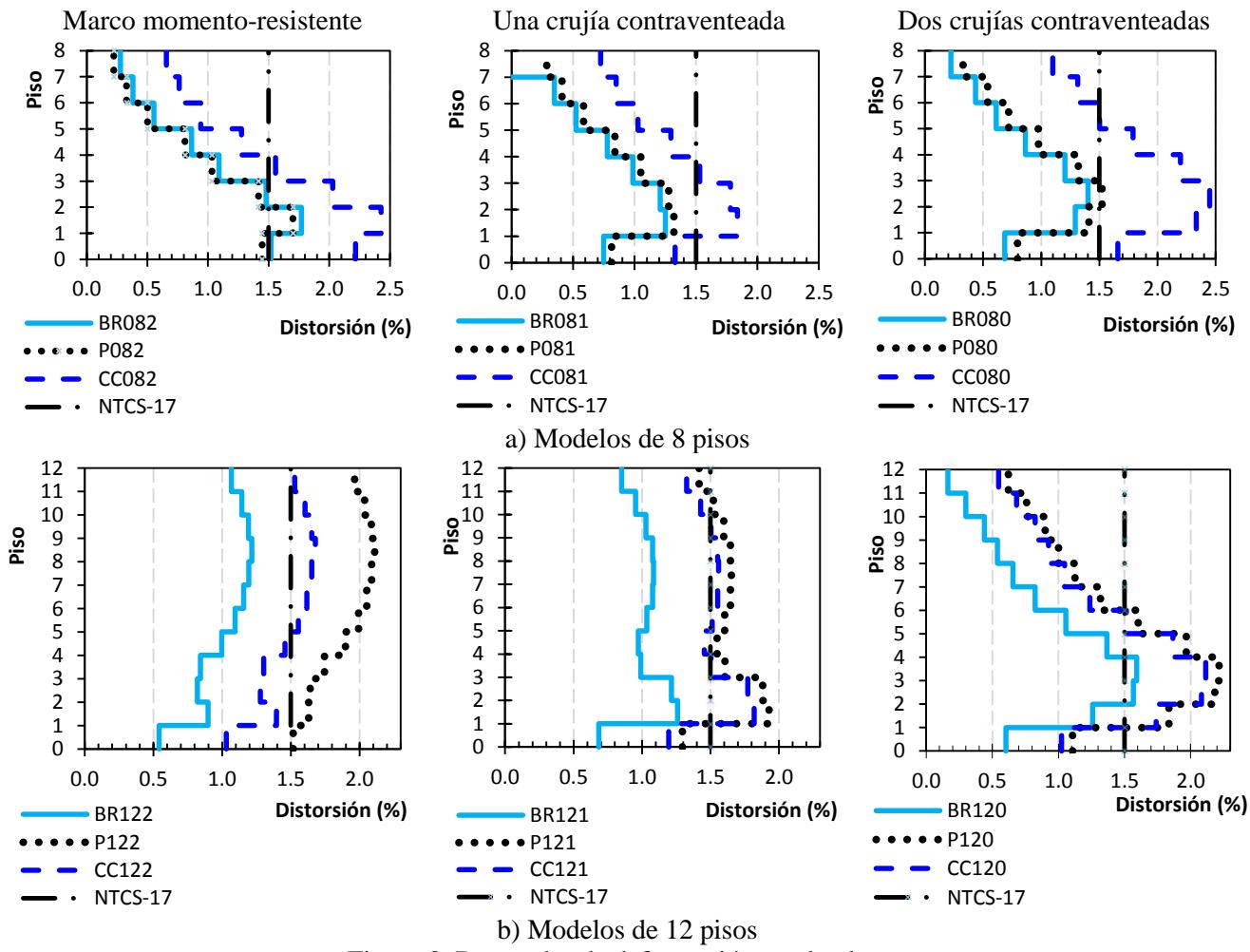


Figura 8. Demandas de deformación en el colapso

Estos resultados (fig. 8) hacen notar la dependencia de la demanda de deformación de los modelos con pilotes de cimentación y los efectos dinámicos de grupo evaluados en la rigidez dinámica rotacional  $K_r$  identificada previamente.

### Ductilidad y sobrerresistencia

A partir de las curvas de capacidad, se determinó la ductilidad que desarrollaron los modelos  $\mu = \delta_u/\delta_y$  cuando se considera únicamente el desplazamiento relacionado con la deformación de la estructura  $d_e$  (ec. 8; tabla 2). Debido a que las ductilidades calculadas estiman el comportamiento por marco, no es posible evaluar la respuesta del edificio que fue diseñado como marcos dúctiles ( $Q=3.0$ ). Pese a esto, en la tabla 3, se hace notar una dependencia entre la cantidad de crujías contraventeadas y la ductilidad que desarrolló cada marco, donde los modelos más dúctiles tienen dos crujías contraventeadas. Esta observación no depende del tipo de cimentación modelada y podría estar relacionada simplemente con la redundancia estructural  $\rho$  de cada marco.

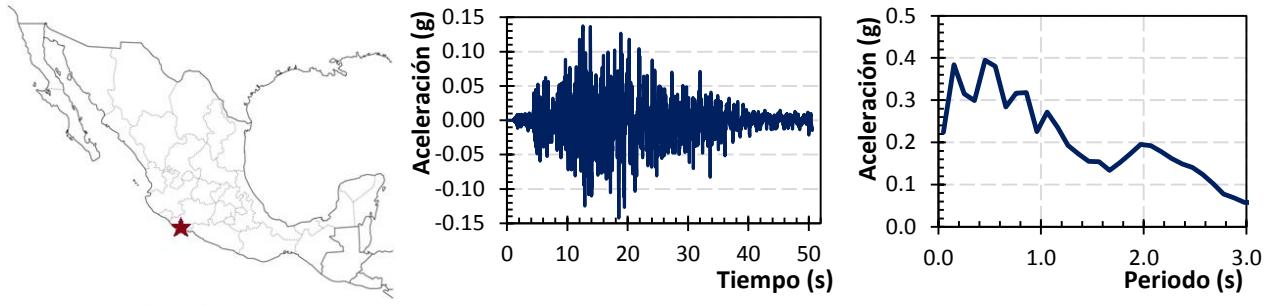
Adicionalmente, en la tabla 3 se muestran la magnitud de los cortantes relacionados con la fluencia  $V_y$  y la capacidad máxima  $V_{máx}$  para la determinación de la sobrerresistencia que desarrollaron los modelos  $\Omega = V_{máx}/V_y$ . Con base en los resultados, se nota una dependencia entre la rigidez del modelo y la sobrerresistencia que son capaces de desarrollar. Igualmente, la sobrerresistencia que desarrolló el sistema en cada caso no parece depender de la flexibilidad de la cimentación (interacción suelo – cimentación - estructura).

Tabla 3. Ductilidad y sobrerresistencia desarrollada considerando desplazamientos de la estructura

Tipo de cimentación	Modelo	Distorsión de fluencia $\delta_y$ (%)	Distorsión de colapso $\delta_u$ (%)	Ductilidad $\mu$	Cortante de fluencia $V_y$ (kN)	Cortante de colapso $V_{máx}$ (kN)	Sobrerresistencia $\Omega$
Rígida	BR120C	0.51	0.86	1.69	2,163	2,644	1.22
	BR121C	0.41	1.02	2.49	5,046	8,891	1.76
	BR122C	0.31	1.01	3.26	6,248	14,658	2.35
Base flexible	P120C	0.52	0.93	1.79	2,163	2,644	1.22
	P121C	0.41	1.05	2.56	5,046	8,891	1.76
	P122C	0.45	1.77	3.93	5,287	14,418	2.73
	CC120C	0.52	0.92	1.77	2,163	2,644	1.22
	CC121C	0.41	1.05	2.56	5,046	8,890	1.76
	CC122C	0.31	1.02	3.29	6,248	14,658	2.35

### ANÁLISIS DINÁMICOS INCREMENTALES

Se realizaron análisis dinámicos no lineales considerando el acelerograma histórico registrado el 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1 grados en la estación de Caleta de Campos, Michoacán con una duración de 50.6 s. y una aceleración máxima  $S_a=0.14g$  (fig. 9). Debido a que las estructuras estudiadas están relacionadas con períodos cortos, en este estudio se consideró un registro relacionado con suelo firme (roca) para evitar que los factores de incremento de los análisis incrementales fueran demasiado grandes. Dado que se pretende evaluar la influencia de los efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta de las estructuras, para aislar solamente ese parámetro, se consideró el mismo registro para todos los marcos.



a) Caleta de Campos,  
Michoacán, México

b) Acelerograma

c) Espectro

Figura 9. Registro del 19 de septiembre de 1985 usado en el análisis dinámico incremental

Así, la influencia de la respuesta dinámica se estudió a través de un análisis incremental que evaluó:

- La distorsión global  $d_T/H$  (desplazamiento de azotea  $d_i$  entre la altura del modelo  $H$ ).
- La máxima distorsión de entrepiso desarrollada a lo largo de los análisis dinámico  $d_i/h$ .
- Un factor de concentración de distorsión (FCD) que pretende evaluar la tendencia del modelo a desarrollar pisos débiles.

El factor de concentración de distorsión (FCD) corresponde a la relación entre la distorsión máxima del entrepiso  $\delta_i$  (ec.2) y la distorsión global definida como deformación en el último piso  $d_n$  entre la altura total del edificio  $H$  (ec. 10; fig. 10).

$$FCD = \frac{\Delta d_i / \Delta h_i}{d_n / H} \quad (10)$$

El factor de concentración de distorsión (FCD) es usado para evaluar la capacidad de la estructura para mitigar la formación de pisos débiles, como indicador de la distribución de la demanda en la altura. La magnitud máxima del factor de concentración de distorsión se usa en este estudio para evaluar las concentraciones de demanda en la altura de la estructura.

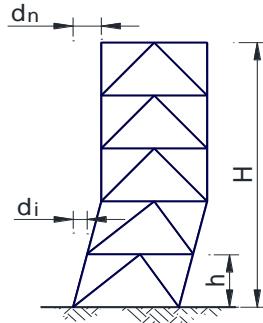


Figura 10. Criterios para establecer el factor de concentración por distorsión (FCD)

En la figura 11 se muestran los resultados de los análisis dinámicos incrementales entre los modelos con los tipos de cimentación para el marco con una crujía contraventeada del edificio de 12 pisos (modelos BR121C, P121C y CC121C). La respuesta de los modelos sigue la tendencia de los análisis estáticos donde la cimentación con base rígida desarrolla menores desplazamientos y los modelos con cimentación flexible tienen respuestas similares (figura 11a y 11b). Además, el modelo con base rígida parece tener una mayor tendencia a la formación de pisos débiles (figura 11c). Los modelos sin crujías contraventeadas (BR120C, P120C y CC120C) siguen esta misma tendencia.

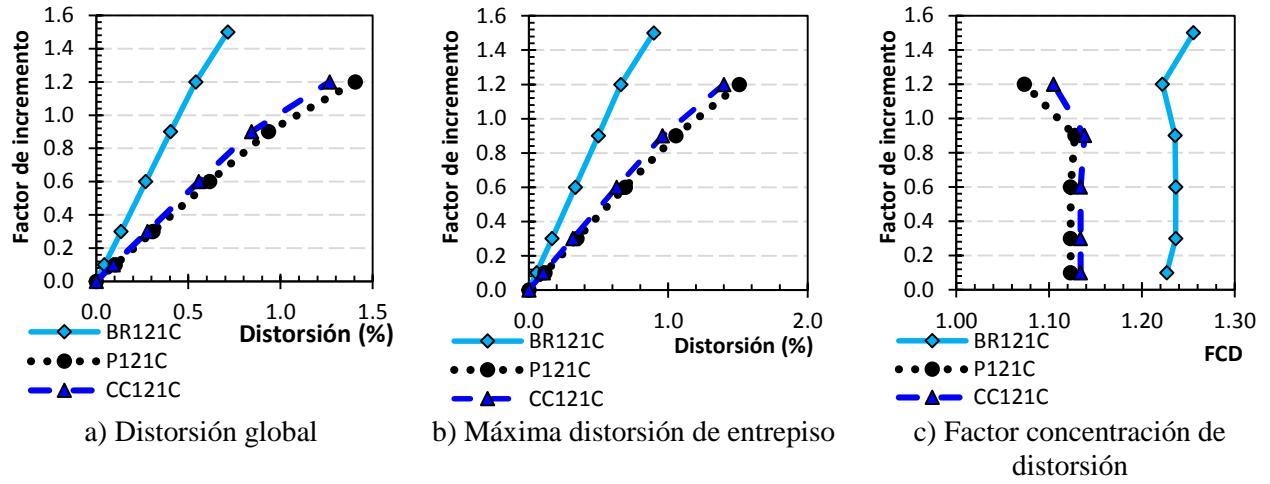


Figura 11. Resultados del marco de 12 niveles con una crujía contraventeada

Por otra parte, en la figura 12 se muestran los resultados de los análisis dinámicos incrementales para los modelos con dos crujías contraventeadas de 12 pisos. En general, la respuesta de los modelos es inestable cuando los factores de incremento son superiores a uno. En los resultados, no se aprecia ninguna influencia del tipo de cimentación modelada en la respuesta de los edificios.

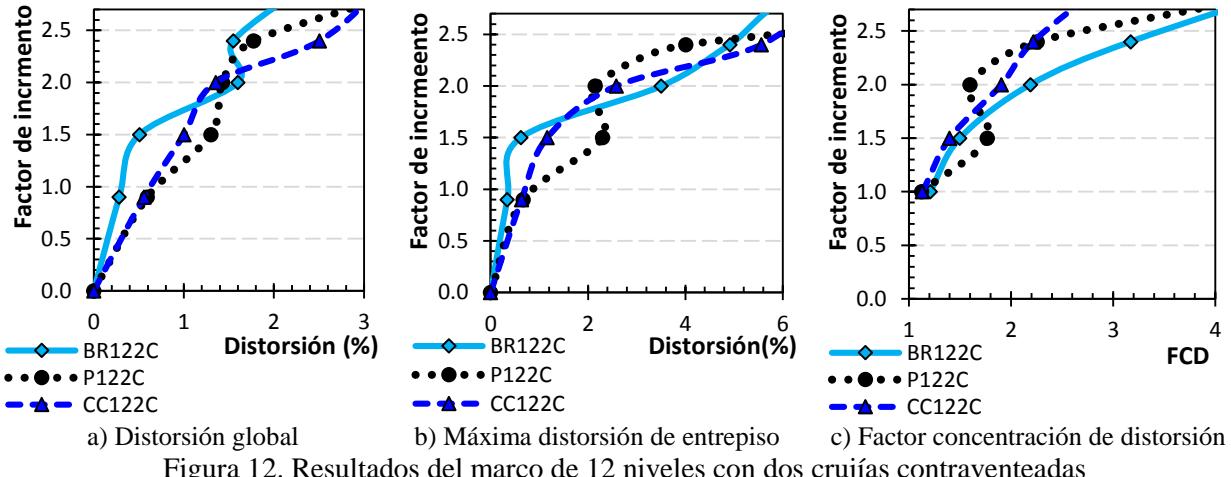


Figura 12. Resultados del marco de 12 niveles con dos crujías contraventeadas

### Redistribución de demandas

Adicionalmente, se realizaron esfuerzos por evaluar la influencia de los efectos suelo - estructura en la redistribución de demandas y solicitudes máximas en los elementos estructurales que conforman los modelos. Teniendo en cuenta los resultados anteriores, la atención se centró en los modelos de los marcos más rígidos (con dos crujías contraventeadas). Así, en las figura 13 y 14, se muestra la solicitud máxima del momento flexionante, fuerza cortante y carga axial a lo largo de los análisis dinámicos no lineales en función del factor de incremento en las columnas A-5 y A-6 (fig. 2) en el primer piso del modelo de 12 pisos. Es decir, una columna de la crujía contraventeada y una columna no contraventeada.

Con base en los resultados, las demandas por momento flexionante y fuerza cortante de la columna A-5 del modelo con base rígida (Figs. 13a y 13b) envuelven aceptablemente las demandas de los modelos con base flexible, lo que significaría que el análisis con base rígida es una buena representación de las

demandas de modelos con interacción suelo - estructura. Sin embargo, la carga axial de la columna (fig. 13c) excede la demanda del modelo con base rígida cuando la cimentación se resuelve con pilotes cuando el factor de incremento es igual a 1.5.

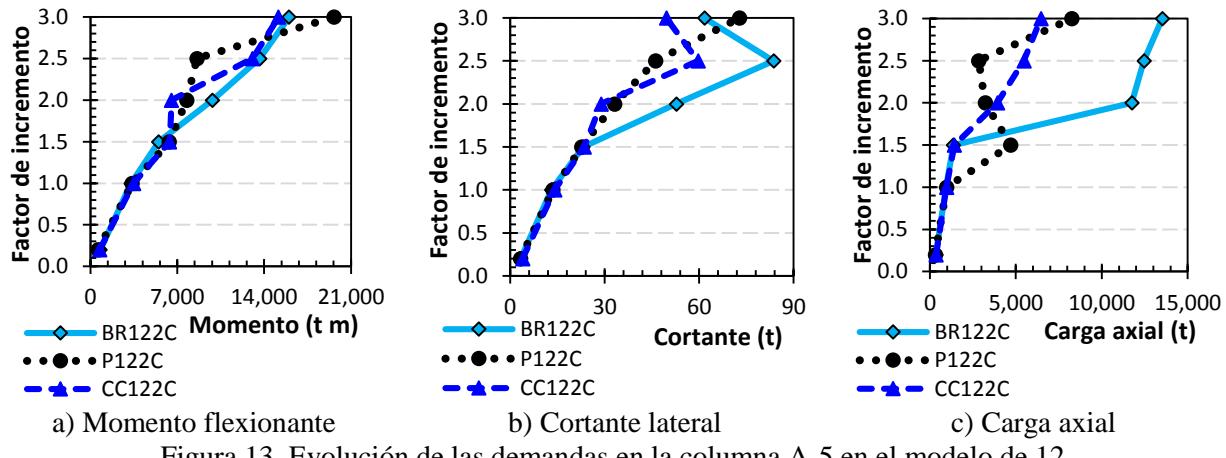


Figura 13. Evolución de las demandas en la columna A-5 en el modelo de 12

Por otra parte, en la columna A-6, que forma parte de una crujía no contraventeadas se aprecia la misma tendencia, donde el modelo con base rígida (BR122C) envuelve correctamente la respuesta del edificio modelado con base flexible para la demanda de momento flexionante y fuerza cortante (fig. 14a y 14b). Sin embargo, el modelo con base rígida no predice correctamente la solicitudación por carga axial (fig. 14c), lo que debe ocasionar una ligera modificación del mecanismo de colapso. Así, los modelos con base rígida podrían estimar incorrectamente la carga axial en las columnas cuando se ignora el efecto de interacción suelo - estructura con una cimentación con pilotes para ciertos intervalos de demanda.

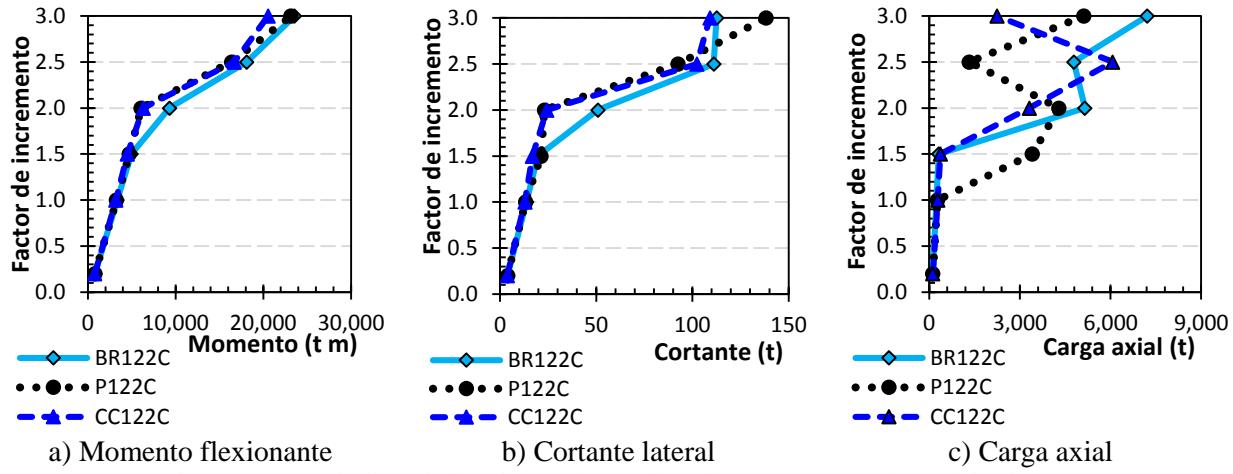


Figura 14. Evolución de las demandas en la columna A-6 en el modelo de 12

## CONCLUSIONES

En esta investigación se evalúa la respuesta inelástica de marcos de acero dúctiles que forman parte de edificios regulares de 8 y 12 pisos. Los modelos se analizaron en tres escenarios: con base rígida y considerando dos cimentaciones en base flexible (cimentación con pilotes y cimentación con un cajón de cimentación). Los edificios y las cimentaciones fueron diseñadas siguiendo estrictamente los criterios para

marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Sismo para la máxima ductilidad permitida para este sistema estructural ( $Q= 3.0$ ) y se supusieron localizados en terreno blando (zona del Lago) de la Ciudad de México para asociarlos a las máximas solicitudes de aceleración.

Se realizaron análisis no lineales ante carga estática monótona creciente para evaluar la influencia de la cimentación en la ductilidad, sobrerresistencia, desplazamientos de cuerpo rígido y mecanismos de colapso. Además, se realizaron análisis dinámicos no lineales incrementales para evaluar la respuesta de las estructuras en función de las demandas máximas por distorsión global, distorsión de entrepiso, tendencia a la formación de pisos débiles y demandas máximas por momento flexionante, fuerza cortante y carga axial en las columnas de los edificios.

Las principales contribuciones de esta investigación se resumen en lo siguiente:

- En general, los modelos con base rígida en todos los casos son más rígidos que los modelos con base flexible cuando se estudia el desplazamiento total. Sin embargo, se presentaron escenarios donde los modelos con pilotes de fricción podrían desarrollar: i) desplazamientos mucho más grandes que los modelos con cajón de cimentación ó ii) desplazamientos bastante parecidos a las que reportan los análisis con base rígida, donde predomina la componente de la deformación de la estructura  $d_e$ .
- Las contribuciones al desplazamiento implícitas en los modelos con base flexible (desplazamiento de la cimentación  $d_c$  y desplazamiento por la rotación de la base  $d_\phi$ ) representan alrededor del 50% de la deformación total  $d_T$  que desarrollan los edificios en los análisis ante carga estática monótona creciente. En ellos, la mayor contribución está relacionada a la rotación de la cimentación  $d_\phi$ ; esta observación no depende del tipo de cimentación o la altura de los edificios.
- Con base en los resultados, las demandas de deformación de la estructura  $d_e$  son similares entre los modelos con base rígida y base flexible cuando se analizan marcos poco flexibles. Sin embargo, cuando se aumenta la rigidez lateral (marcos con dos crujías contraventeadas), los modelos con pilotes de cimentación dependen altamente de la respuesta de la estructura  $d_e$ , por lo que su respuesta no puede estimarse conservadoramente mediante análisis que ignoren la flexibilidad de la cimentación.
- En los modelos estudiados se notó una respuesta de grupo de los pilotes que en algunos casos rigidizó la respuesta de los modelos hasta desplazamientos equivalentes a los modelos con base rígida. Por esta razón, aunque la superestructura sea regular y se cumplan estrictamente los requisitos del Reglamento, para los edificios de este estudio no se recomienda despreciar la interacción suelo - estructura; especialmente, cuando el edificio tiene pilotes de cimentación.
- En los análisis dinámicos incrementales se identificaron ciertos intervalos de la magnitud de la carga donde el modelo con pilotes de cimentación desarrolla demandas por carga axial en las columnas de planta baja más grandes que las reportadas en los análisis de modelos con base rígida. Esto, pese a que las demandas por momento flexionante y por fuerza cortante en las columnas se evalúan conservadoramente en los modelos con base rígida.
- El efecto de interacción suelo - estructura no afecta la capacidad de ductilidad y la sobrerresistencia que desarrollan los modelos con cajón de cimentación. En cambio, se nota una ligera variación en los modelos con cimentación con pilotes cuando los marcos son rígidos.

## REFERENCIAS

ASCE/SEI 7-05 (2005), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, *American Society of Civil Engineers*.

AS/NZS 1170.5-07 (2007), Structural design actions - Part 5: Earthquake actions, *Standards New Zealand*.

- Avilés, J y L E Pérez-Rocha (2005), “Soil-structure interaction in yielding systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 1749-1771. [DOI: 10.1002/eqe.300](https://doi.org/10.1002/eqe.300).
- Avilés, J y L E Perez-Rocha (2011) “Use of global ductility for design of structure–foundation systems”. *Soil Dynamic Earthquake Engineering*; 31(7). pp.1018–1026. [DOI:10.1016/j.soildyn.2011.03.008](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.03.008).
- Barcena, A y L Esteva (2007), “Influence of dynamic soil–structure interaction on the nonlinear response and seismic reliability of multistory systems”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 36. No. 3, pp. 327–46. [DOI:10.1002/eqe.633](https://doi.org/10.1002/eqe.633).
- Dávalos, D (2013), “Influencia de la interacción dinámica suelo estructura en el comportamiento estático no lineal de marcos de acero con y sin contravientos”, *Tesis de Maestría*, Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco, México.
- De Jesús, Y (2014), “Interacción suelo-estructura en edificios regulares con marcos de acero contraventeados”, *Proyecto de integración*. Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco. Diciembre.
- Del Rincón, A (2017), “Influencia de la esbeltez de los contravientos en la respuesta sísmica de edificios regulares”, *Tesis de maestría*. Posgrado en Ingeniería Estructural. Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco. Mayo.
- EC8-05 (2005), “EuroCode – 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”. *European Committee for Standardization*. Brussels, March.
- Fernández, L, E Tapia y D Dávalos (2015), “Respuesta inelástica de marcos de acero con interacción inercial suelo – estructura”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 92, pp. 1-21. [DOI: 10.18867/ris-0](https://doi.org/10.18867/ris-0).
- Ganjavi, B y H Hao (2011), “Elastic and inelastic response of single- and multi-degree-of-freedom systems considering soil structure interaction effects”. *Memorias, Australian earthquake engineering society conference*, Barossa Valley, South Australia.
- Ganjavi, B y H Hao (2012), “A parametric study on the evaluation of ductility demand distribution in multi-degree-of-freedom systems considering soil-structure interaction effects”, *Engineering Structures*, Vol. 43, pp. 88-104. [DOI:10.1016/j.engstruct.2012.05.006](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.05.006).
- Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Octubre.
- Gobierno del Distrito Federal (2017a), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero”. En prensa. *Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México*. México.
- Gobierno del Distrito Federal (2017b), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”. En prensa. *Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de México*. México.
- Moghaddam, H y I Hajirasouliha (2005), “Fundamentals of Optimum Performance-Based Design for Dynamic Excitations”, *Scientia Iranica*, Vol. 12, No. 4, pp. 368-378. [http://www.sid.ir/en/vewssid/j\\_pdf/95520050412.pdf](http://www.sid.ir/en/vewssid/j_pdf/95520050412.pdf)
- Novak, M, M Sheta, L El-Hifnawy, H El-Marsafawi y O Ramadan (1995), “DYNA5: A computer program for calculation of foundation response to dynamic loads”, *Geotechnical Research Centre*, The University of Western Ontario, Canada.
- Prakash, V, G H Powell y F Fillipou (1992), “DRAIN-2DX: base program user guide”, *Report No. UCB/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

- Raychowdhury, P (2011), “Seismic response of low-rise steel moment frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil-structure interaction (SSI)”, *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 958-967. [DOI:10.1016/j.engstruct.2010.12.017](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.017).
- Rosenblueth, E y D Reséndiz (1988), “Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura”, *Series del Instituto de Ingeniería No. 509*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Sáez, E, F López-Cabellero y A Modaressi-Farahamand-Razavi (2013), “Inelastic dynamic soil-structure interaction effects on moment-resisting frame buildings”, *Engineering Structures*, 51, pp. 166-177. [DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.01.020](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.01.020).
- Tapia, E y A Tena (2011), “Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 84, pp. 47-68.
- Tapia, E, A Tena y R Tremblay (2013), “Rigidez lateral, resistencia y balance de cargas en marcos de acero contraventeados”. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*. Vol. 18, No. 1, pp. 1-23. Escuela Politécnica del Ejército.
- Tapia, E, Y De Jesús y L Fernández (2015), "Respuesta sísmica de marcos de acero en función de la rigidez de la cimentación", *Memorias, XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Id. 42C-38. Acapulco, Gro. Noviembre.