



## EFFECTOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO EN ACAPULCO

Ricardo Taborda Ríos<sup>1</sup>, David Murià Vila<sup>2</sup>,  
Ricardo Pérez Mendoza<sup>1</sup> y Marco Antonio Macías Castillo<sup>3</sup>

### RESUMEN

El artículo trata sobre los primeros estudios de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) de un edificio instrumentado con acelerógrafos en Acapulco. La estimación de las frecuencias de vibración y de las rigideces asociadas a los efectos ISE se hace con un método simplificado, por medio del cual se analiza una selección de registros sísmicos y de vibración ambiental. Estos resultados experimentales son comparados y los valores de rigidez se confrontan con los obtenidos aplicando procedimientos teóricos y reglamentarios. Los resultados revelan diferencias que sugieren interesantes comportamientos.

### ABSTRACT

The article deals on the first studies of the properties of soil-structure interaction (SSI) of an instrumented building in the city of Acapulco. It is made an estimation of the frequencies of vibration and the stiffnesses associated to the SSI effects with a simplified method, by means which a selection of the registered events and ambient vibrations tests are analyzed. These experimental results are compared with those of both theoretical and regulation procedures. The results indicate differences that suggest interesting behaviors.

### INTRODUCCIÓN

La instrumentación sísmica de estructuras es importante ya que permite hacer estudios cuantitativos ante las excitaciones a las que éstas son sometidas. Investigaciones de otros países son útiles, pero se requiere la instrumentación de estructuras en nuestro medio para poder captar las características locales de los suelos y la respuesta misma de las estructuras diseñadas y construidas con prácticas propias de México. Uno de los objetivos de estudios como este es precisamente contribuir a la comprensión de la respuesta dinámica de edificios, lo que redundará en mejoras a los criterios de diseño y evaluación de estructuras.

Actualmente, en México no exceden de 25 los edificios instrumentados. Once de ellos son atendidos por algún centro de investigación y sólo uno se encuentra fuera de la ciudad de México. El Instituto de Ingeniería (II-UNAM) tiene a su cargo cuatro. Esta cantidad es insuficiente para cubrir los edificios más representativos que están localizados en las regiones de mayor peligro sísmico del país.

Los resultados conseguidos a la fecha han sido de provecho para evaluar las consideraciones de análisis de las estructuras que se asumen en la práctica profesional. Se ha concluido que requieren ser mejoradas para que se apeguen más a la respuesta dinámica real. Destacan dos aspectos: uno es el deterioro estructural y el otro los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) (Murià-Vila *et al.*, 2000; Murià-Vila *et al.*, 2001; Fuentes y Murià-Vila, 2001). En este sentido la propuesta del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal incluye modificaciones que toman en cuenta estos dos aspectos.

---

<sup>1</sup> Becario, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, México, D.F. Teléfono: (55)5622-3476; [rtar@pumas.iingen.unam.mx](mailto:rtar@pumas.iingen.unam.mx); [RperezMe@iingen.unam.mx](mailto:RperezMe@iingen.unam.mx)

<sup>2</sup> Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, México, D.F. Teléfono: (55)5622-3471; [dmv@pumas.iingen.unam.mx](mailto:dmv@pumas.iingen.unam.mx)

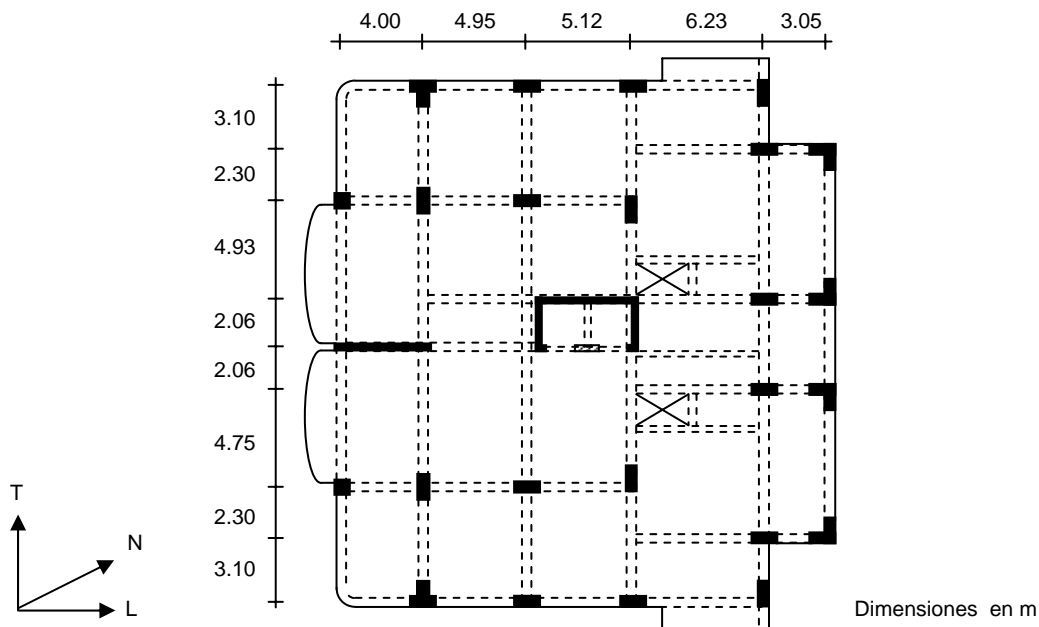
<sup>3</sup> Técnico Académico, Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán 04510, México, D.F. Teléfono: (55)5622-3414; [mamc@pumas.iingen.unam.mx](mailto:mamc@pumas.iingen.unam.mx)

Sin embargo, aún no se tienen registros en edificios sometidos a movimientos de gran intensidad. Debido a lo poco frecuentes que son estos sismos, y que afectan diferentes regiones del país. Por ello el grupo responsable del proyecto de instrumentación sísmica de edificios acordó instrumentar edificios en las regiones de mayor peligro sísmico del país fuera de la ciudad de México.

Entre las metas que se trazaron, además del seguimiento de los registros, destacan para el interés del presente artículo el seguimiento de la respuesta dinámica del edificio y de los efectos ISE ante movimientos sucesivos (Murià-Vila *et al.*, 2001).

Ante este panorama se eligió la ciudad de Acapulco para la instrumentación de un edificio porque la probabilidad de ocurrencia de movimientos sísmicos es de las más altas del país, y sobre todo porque se espera que ocurra un macrosismo en la brecha de Guerrero. En la selección del edificio se tuvieron en cuenta aspectos como que estuviera en la zona de suelo blando, que el sistema estructural fuera simple, regular, simétrico y que fuese de concreto reforzado, así como que sus frecuencias fundamentales de vibración fueran cercanas las primeras frecuencias características del sitio. Adicionalmente, se tuvo en cuenta que se tratase de una construcción reciente, se contara con la documentación técnica completa y que se otorgaran los permisos de acceso para instalación y operación de la red acelerométrica, así como para futuras inspecciones del edificio cuando las circunstancias lo ameriten.

Entre las 30 opciones consideradas, Escobar *et al.* (2001), se eligió un edificio (SIS) cuya construcción se culminó en diciembre del 2000. El edificio cuenta con 17 pisos más un sótano y se encuentra ubicado en una zona de depósitos de barra donde hay arenas de compacidad variable. La estructura es de concreto reforzado a base de marcos y muros, con losas macizas monolíticas a las trabes (figura 1) y en la cimentación cuenta con 30 pilas colocadas en el sitio a 12.5 m de profundidad, las cuales se encuentran ligadas a contratrabes que se prolongaron para recibir los muros perimetrales del sótano y las columnas. Las resistencias nominales del concreto y el acero son  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

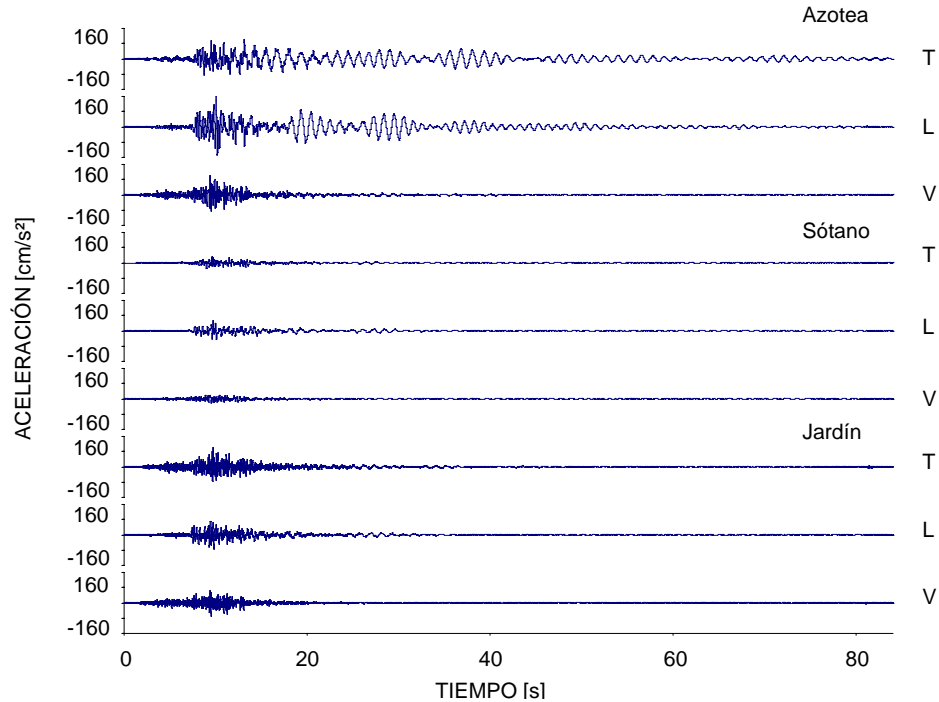


**Figura 1** Planta tipo del edificio

En el edificio se instaló una red de 24 servoacelerómetros uniaxiales de alta resolución. En la azotea (AZ) y el sótano (SO) se colocaron dos en la dirección T y uno en la dirección L (donde están orientados los muros de concreto, figura 1), así como tres verticales (V) en las esquinas de sus plantas. En los niveles 12, 8 y 4 se orientaron dos en T y uno en L, y los tres restantes en la estación de campo (JN) con un arreglo tridimensional. Los detalles de la instrumentación se presentan en Alcántara *et al.* (2002).

## EVENTOS SÍSMICOS SELECCIONADOS

Las características de la instrumentación son tales que permiten obtener un número suficiente de registros para visualizar la respuesta tridimensional del sistema suelo-estructura y poder así estudiar los aspectos estructurales y de ISE. Además registra con suficiente resolución las vibraciones de sismos de pequeña a gran intensidad, así como de vibración ambiental.



**Figura 2 Registros en azotea, sótano y jardín del evento SI 01-1 en las tres direcciones**

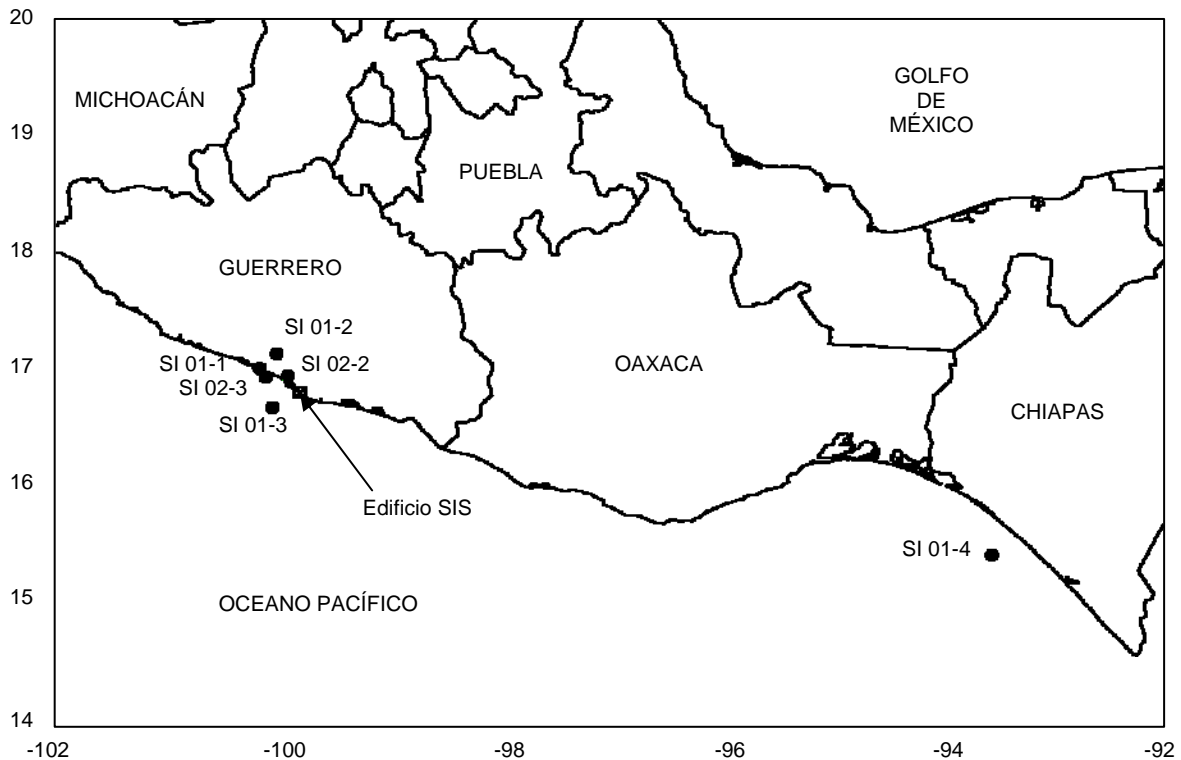
La operación de la red se inició en septiembre de 2001 y desde entonces se han registrado más de 50 eventos sísmicos y se han realizado dos pruebas de vibración ambiental (VA), la primera en el momento de su puesta en marcha y la segunda después de los eventos seleccionados para el presente trabajo. El evento más intenso que se ha registrado (SI 01-1) fue casualmente el primero (octubre 8, 2001), en él se alcanzaron aceleraciones máximas de 166 y 102  $\text{cm/s}^2$  en la azotea y el terreno circundante, respectivamente (figura 2).

**Tabla 1 Eventos seleccionados**

Evento	Fecha	Hora	$M_w$	Distancia epicentral [km]	$I_{Arias}$ [cm/s]	$A_{m\acute{a}x}$ en JN [cm/s <sup>2</sup> ]
SI 01-1	08-oct-01	03:39:06	6.1	44	16.42	102
SI 01-2	08-oct-01	03:42:48	3.4	43	0.18	15
SI 01-3	29-oct-01	21:15:03	4.0	30	0.02	8
SI 01-4	28-nov-01	14:32:26	6.0	688	0.02	3
SI 02-2	17-feb-02	04:10:19	4.6	19	1.49	48
SI 02-3	19-feb-02	06:07:28	4.6	36	0.53	31

Para el análisis realizado se seleccionaron en total seis eventos entre octubre de 2001 y febrero de 2002. La selección de los eventos se hizo con base en tres aspectos: que fuesen los más intensos que se hubiesen registrado, aun cuando ninguno de ellos es de gran intensidad, que hubiese tanto eventos de fuente cercana como lejana y que en los registros se observara claramente la vibración libre del sistema luego de la fase intensa del movimiento de la estación campo (JN). En la figura 2 se muestran los registros del evento

SI 01-1, en los cuales se aprecia claramente dichas vibraciones después de la fase intensa, y en la tabla 1 aparecen las principales características de los eventos. La localización del edificio y los epicentros de los sismos en cuestión se muestran en la figura 3.



**Figura 3** Ubicación del edificio y epicentros de los sismos seleccionados

### CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS IDENTIFICADAS

Al grupo de señales que conforman cada uno de los eventos se les realizó un proceso espectral convencional en el que se analizaron pares de señales tales que fuera posible identificar por medio de sus espectros de amplitudes de Fourier, funciones de transferencia y ángulos de fase, las frecuencias fundamentales de vibración del sistema suelo-estructura, las formas de vibración asociadas a dichas frecuencias y los efectos ISE. Igual proceso se realizó con las dos pruebas VA. Los valores de las frecuencias identificadas se presentan en la tabla 2. Las formas de vibración identificadas para algunos de los eventos aquí analizados pueden verse en Murià-Vila *et al.* (2002), las restantes se ajustaron adecuadamente a las anteriores.

En la dirección T, en todos los casos, fue posible identificar hasta un cuarto modo de vibración, en el caso de la dirección L y de la torsión (R) sólo se pudo llegar a un tercer modo. En algunos de los casos se presentó multiplicidad de crestas o intervalos de frecuencias en los que se apreciaba una influencia de la forma de vibrar. Además, es preciso anotar que el proceso de identificación permitió detectar un fuerte acoplamiento entre la dirección L y la torsión, en especial para frecuencias de los segundos modos de vibrar (alrededor de 4 Hz). Esto induce un grado de incertidumbre sobre los valores de frecuencia señalados.

En el evento más intenso (SI 01-1) se alcanzan los valores más bajos de frecuencia si se comparan con la primera prueba VA, con reducciones de 10, 14 y 12 % en T, L y R para el primer modo de vibrar, respectivamente. Tras el paso de los demás sismos se observa una recuperación parcial de las frecuencias del sistema. Para la segunda prueba VA las frecuencias del primer modo de vibrar en las direcciones L y T, comparadas con VA 01-1, presentan sólo una reducción de 5 y 8 % respectivamente.

**Tabla 2 Frecuencias identificadas asociadas a los modos de vibración del sistema**

Evento	Modo	Frecuencias [Hz]		
		T	L	R
VA 01-1	1	0.88	1.17	1.47
	2	2.98	4.10 - 4.12	4.59
	3	5.42	8.01 - 8.50	6.84
SI 01-1	1	0.78	1.00	1.29
	2	2.66	4.07 - 4.17	3.99
	3	4.85	7.30-8.00	6.64
SI 01-2	1	0.82	1.04	1.37
	2	2.76	3.76 - 3.78	4.04
	3	4.96	7.57 - 8.07	6.60 – 6.45
SI 01-3	1	0.84	1.07	1.44
	2	2.84	3.88 - 3.93	4.24
	3	4.96	7.48 - 8.09	6.38
SI 01-4	1	0.81	1.05	1.37
	2	2.69	3.80 - 4.08	4.03 – 4.08
	3	4.86	7.50 - 7.80	6.40
SI 02-2	1	0.82	1.04	1.36
	2	2.67	3.67	4.05
	3	4.71	7.73	6.48
SI 02-3	1	0.82	1.05	1.36
	2	2.72	3.64	4.07
	3	4.83	7.81	6.46
VA 02-1	1	0.83	1.07	1.51
	2	2.83	4.00 - 4.35	4.30
	3	5.08 – 5.18	8.10	6.98

### EFFECTOS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para comprender el grado de influencia de los efectos ISE interesa primero destacar algunos aspectos detectados en el análisis que se realizó a las señales. Luego se determinan las rigideces asociadas al sistema de interacción haciendo uso de la información experimental con un método simplificado y con la aplicación de dos métodos analíticos.

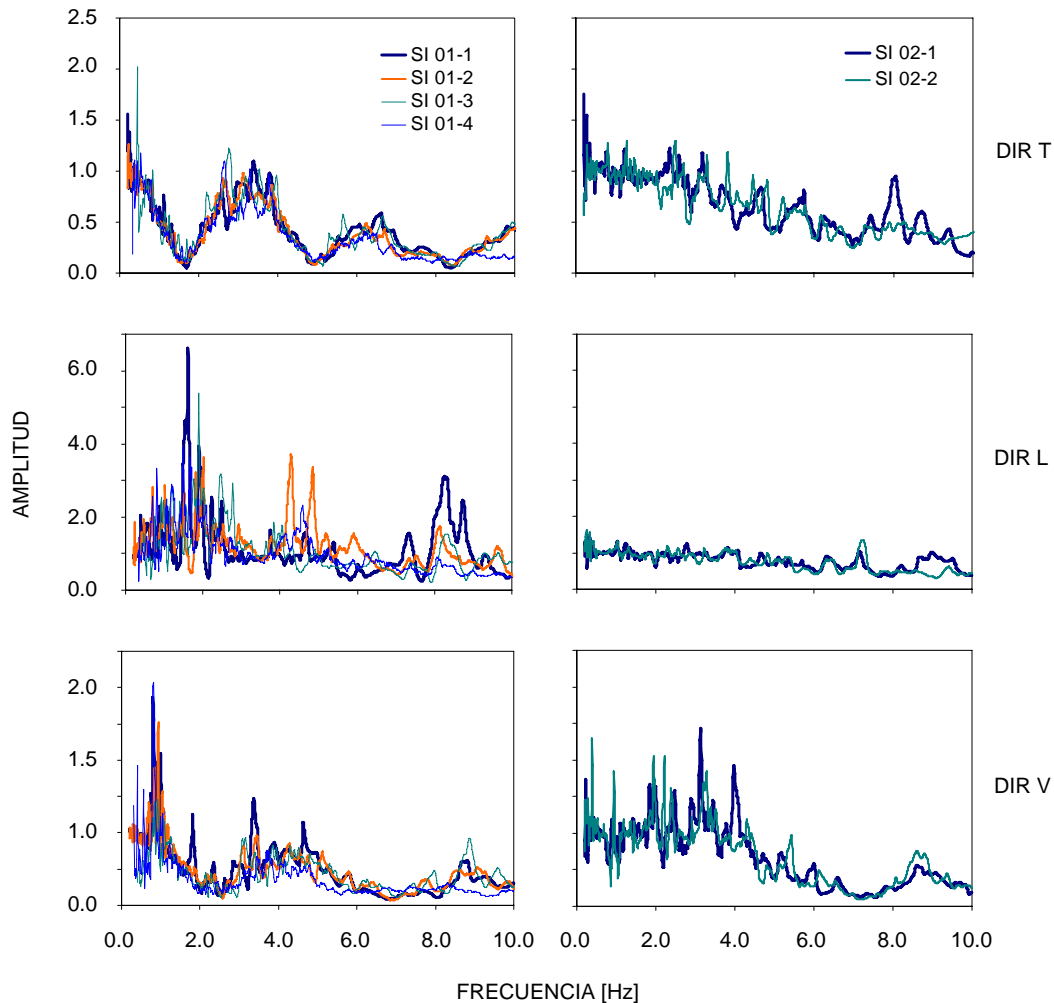
### ASPECTOS DERIVADOS DE LOS ANÁLISIS DE LOS EVENTOS

En la figura 4 se muestran las diferentes funciones de transferencia entre las señales al centro del sótano (SC) y de campo (JN) para las direcciones T, L y V. Estas han sido separadas en dos grupos, a la izquierda se ven las funciones de transferencia de los primeros cuatro eventos seleccionados y a la derecha las de los dos últimos.

Puede verse la influencia de los efectos ISE en los cambios de amplitud en las funciones de transferencia, especialmente en los primeros cuatro eventos. Para los dos últimos eventos se observan variaciones respecto a los anteriores, y es claro que dichos efectos se han aminorado. En especial, para el caso de frecuencias por debajo de 2Hz en T y por debajo de 4 Hz en L y V, los valles y crestas que aparecían en las funciones de transferencia de los primeros cuatro eventos se han atenuado.

### ESTIMACIÓN DE LAS RIGIDECES

Con el propósito de tener una idea de la contribución de los efectos ISE es el interés conocer las rigideces asociadas a la interacción para los casos de traslación y cabeceo. Estas rigideces están asociadas al problema dinámico de impedancia, es decir, a los efectos ISE inerciales. En este trabajo los efectos de interacción cinemática no se contemplan. Un estudio riguroso debe incluir la interacción cinemática, pero existen estudios que han llevado a concluir que esta puede ser descartada sin afectar mucho la respuesta total, o que el descartarla induciría a que la respuesta esté del lado conservador (Novak, 1991).



**Figura 4 Funciones de transferencia SC/JN para T, L y V.**

Para efectos ISE se parte de la base de que el movimiento de entrada esta dado al nivel de desplante y que no es afectado por la presencia de las pilas o de la placa que las une (cajón). La interacción pila-suelo-cajón es determinada por separado para el cálculo de las expresiones de impedancia y la solución del sistema es obtenida por un análisis dinámico en el que la rigidez total del sistema contiene las rigideces características del subsistema de interacción.

Para determinar entonces tales rigideces se recurre a dos metodologías. Primero se aplica un método simplificado que permite determinar tales rigideces a partir del análisis espectral realizado (Luco, 1980). Posteriormente se comparan las rigideces obtenidas a partir de los datos experimentales con dos procedimientos analíticos: el propuesto por la versión preliminar de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCDS) y implementado con el programa de cómputo Dyna5 (Novak *et al.*, 1995).

### Identificación por un Método Simplificado

Para conocer las rigideces del sistema de ISE es preciso identificar las frecuencias asociadas a suponer el edificio con base empotrada y las asociadas a los movimientos de traslación y cabeceo de la base. Para ello se recurre al método simplificado propuesto por Luco *et al.* (1987).

Si expresamos la frecuencia fundamental de traslación del sistema  $\bar{f}_1$  como:

$$\frac{1}{\bar{f}_1^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_R^2} + \frac{1}{f_H^2} \quad (1)$$

donde  $f_1$  es la frecuencia fundamental de la estructura con base empotrada, y  $f_R$  y  $f_H$  son las frecuencias asociadas al movimiento de cabeceo y traslación de la base, las cuales pueden ser obtenidas de

$$f_R = \bar{f}_1 \left( \gamma_1 \frac{H\phi}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (2)$$

$$f_H = \bar{f}_1 \left( \beta_1 \frac{X_0}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (3)$$

siendo  $X_T$  la respuesta total en la azotea del edificio,  $X_0$  la respuesta de traslación de la base,  $\phi$  el ángulo de cabeceo de la base,  $H$  la altura total de la estructura, y  $\gamma_1$  y  $\beta_1$  parámetros asociados al primer modo de la estructura con base empotrada, los cuales se determinaron a partir de un modelo analítico del edificio.

Remplazando las ecuaciones 2 y 3 en la 1, puede obtenerse la frecuencia de la estructura con base empotrada:

$$f_1 = \bar{f}_1 \left( 1 - \gamma_1 \frac{H\phi}{X_T} - \beta_1 \frac{X_0}{X_T} \right)^{1/2} \quad (4)$$

Finalmente las rigideces de traslación  $K_H$  y de cabeceo  $K_R$  pueden ser obtenidas por medio de las siguientes expresiones:

$$K_H = \beta_1^2 M_1 (2\pi f_H)^2 \quad (5)$$

$$K_R = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi f_R)^2 \quad (6)$$

donde  $M_1$  es la masa asociada al primer modo de vibrar.

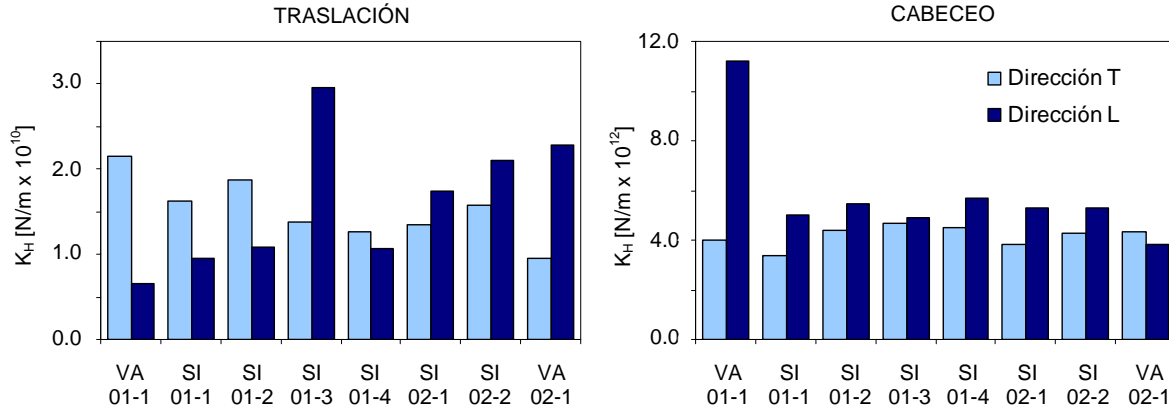
Con las expresiones anteriores se obtuvieron las frecuencias y rigideces para los registros sísmicos seleccionados y de vibración ambiental (tabla 3 y 4). Puede verse como las variaciones más importantes se presentan en los valores asociados a la traslación, mientras que los asociados al cabeceo son relativamente estables. Existen dos valores que sobresalen entre los demás, la rigidez de traslación en L del evento SI 01-3 y la de cabeceo en L para la prueba VA 01-1. Estos dos valores probablemente son fruto de una singularidad numérica ya que se trata de eventos de muy pequeña intensidad. Por lo tanto estos dos valores no se consideran en el análisis. Todo esto se ve más claramente en la figura 5.

**Tabla 3 Efectos de ISE identificados con el método simplificado para T**

Evento	$\frac{X_0}{X_T}$ [%]	$\frac{H\phi}{X_T}$ [%]	$\bar{f}_1$ [Hz]	$f_1$ [Hz]	$f_H$ [Hz]	$f_R$ [Hz]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]
VA 01-1	1.84	7.42	0.879	0.916	5.377	3.869	2.15	3.98
SI 01-1	1.95	13.30	0.784	0.836	4.675	2.592	1.63	3.40
SI 01-2	1.87	13.38	0.818	0.871	4.972	2.698	1.87	4.41
SI 01-3	2.72	15.77	0.842	0.912	4.215	2.557	1.38	4.70
SI 01-4	2.73	12.48	0.806	0.862	4.039	2.756	1.27	4.51
SI 02-2	2.75	14.16	0.824	0.887	4.126	2.656	1.34	3.83
SI 02-3	2.33	14.16	0.824	0.884	4.470	2.657	1.58	4.29
VA 02-1	3.90	20.03	0.830	0.924	3.486	2.252	0.96	4.36

**Tabla 4 Efectos de ISE identificados con el método simplificado para L**

Evento	$\frac{X_0}{X_T}$ [%]	$\frac{H_f}{X_T}$ [%]	$f_1$ [Hz]	$f_1$ [Hz]	$f_H$ [Hz]	$f_R$ [Hz]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]
VA 01-1	11.48	38.85	1.172	1.543	2.893	2.304	0.66	11.21
SI 01-1	5.88	32.56	1.004	1.210	3.358	2.128	0.96	5.04
SI 01-2	5.66	26.96	1.038	1.215	3.531	2.424	1.08	5.46
SI 01-3	2.18	26.92	1.074	1.214	5.899	2.502	2.95	4.91
SI 01-4	5.91	27.09	1.050	1.232	3.491	2.450	1.07	5.7
SI 02-2	3.57	31.40	1.038	1.212	4.442	2.257	1.74	5.3
SI 02-3	3.02	28.40	1.050	1.204	4.867	2.392	2.10	5.31
VA 02-1	2.93	29.56	1.074	1.235	5.087	2.410	2.28	3.82



**Figura 5 Rigideces de traslación y cabeceo del sistema de ISE**

**Identificación por Métodos Analíticos**

**Aplicación de las NTCDS**

Para comparar con los resultados obtenidos a partir de los registros, aplicamos el procedimiento descrito en la sección A.6 de NTCDS (2000) para calcular los valores de rigidez de traslación y cabeceo. Allí se establece que la contribución del cajón del sótano y de las pilas se calculan cada una por separado y luego se suman, afectándolas previamente por un factor dinámico que depende de la frecuencia. Se hizo el cálculo para el caso estático y dinámico. Para el dinámico se tomó una frecuencia de 1 Hz como representativa para ambas direcciones, lo cual es válido ya que las variaciones a tan bajas frecuencias son mínimas. Las propiedades del suelo utilizadas fueron:  $V_s = 147.80$  m/s y  $G = 39,300,000$  kg/m·s<sup>2</sup> (Lermo J., 2002). El cajón se consideró embebido 2.8 m y las pilas con una longitud de 10.5 m. El estrato firme se supuso a 43 m de profundidad. Los resultados se presentan en la tabla 5.

**Tabla 5 Rigideces estáticas y dinámicas obtenidas por NTCDS**

	Estáticas (N-E)				Dinámicas (N-D)			
	Dirección T		Dirección L		Dirección T		Dirección L	
	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]
Cajón	1.17	2.07	1.17	2.80	1.17	2.07	1.17	2.80
Pilas	0.51	1.65	0.51	1.48	0.50	1.50	0.50	1.48
Total	1.68	3.72	1.68	4.28	1.67	3.57	1.67	4.28

Puede verse que la variación es casi nula para el caso dinámico respecto al estático. Vale la pena anotar que en NTCDS (2000) no se hace alusión alguna a los efectos de grupo pila-suelo-pila y pila-suelo-cajón (Kaynia y Kausel, 1982; Novak, 1991).

La comparación de estos valores con los obtenidos por el método simplificado señala que no están muy alejados. Más adelante se discutirá al respecto.

### Aplicación del programa Dyna5

Para complementar el resultado obtenido por NTCDS se recurrió al uso del programa Dyna5 (Novak *et al.*, 1995) para estimar las rigideces del sistema. Conviene antes de entrar a mencionar los resultados obtenidos hacer un comentario sobre dos aspectos que se involucran en el análisis: el efecto de grupo pila-suelo-pila y el efecto pila-suelo-cajón.

El efecto de grupo pila-suelo-pila es aquel debido a la interacción que ocurre en las demás pilas cuando una de ellas se mueve. Este efecto varía con la frecuencia, el espaciamiento de las pilas relativo al diámetro de las mismas y las propiedades del suelo. Puede llegar a tener importantes efectos de reducción o amplificación de la rigidez del grupo, si es que esta es la suma de los aportes de cada una de las pilas, incluso puede llevarla a valores negativos. Generalmente está asociado a efectos de movimiento de las pilas en fase opuesta. Se le conoce como efecto de grupo (Kaynia y Kausel, 1982).

Por su parte el efecto pila-suelo-cajón, es el que resulta de la interacción que se presenta ante la presencia del cajón. Es común en la práctica que la rigidez debida al grupo de pilas y la del cajón se sumen, pero se ha encontrado que en verdad la rigidez del conjunto es menor que la simple suma de estas (Novak, 1991; Kobori *et al.*, 1991).

Ninguno de estos dos aspectos es contemplado en NTCDS (2000). Para el caso del Dyna5 es posible involucrar el efecto de interacción pila-suelo-pila, pero con la limitante de que sólo se contempla un diámetro tipo. Como para el edificio se tienen pilas con diámetros de 1.0 a 1.6 m, se procedió a determinar tal efecto considerándolas todas como de 1.2 m, ya que 20 de las 30 pilas son de dicho diámetro.

En cuanto al efecto pila-suelo-cajón, se recurrió a la aplicación del modelo propuesto por Kobori *et al.* (1991) con una modificación. En el modelo original se considera primero el cajón como no embebido y este efecto se suma sólo hasta el final. Para el caso del edificio SIS, el efecto del cajón embebido es involucrado directamente en el modelo propuesto (figura 6).

El modelo consiste entonces en que la rigidez del conjunto  $K_T$ , es igual a la suma del aporte de las pilas  $K_P$ , más el aporte del cajón embebido  $K_C$ , restándole la rigidez de unas columnas o pilas de suelo  $K_{PS}$  (figura 6). La resta de esto último busca eliminar la rigidez del suelo que ocupa las pilas y que se tiene en cuenta en el aporte del cajón. La referencia citada muestra un buen ajuste de dicho modelo contra resultados experimentales.

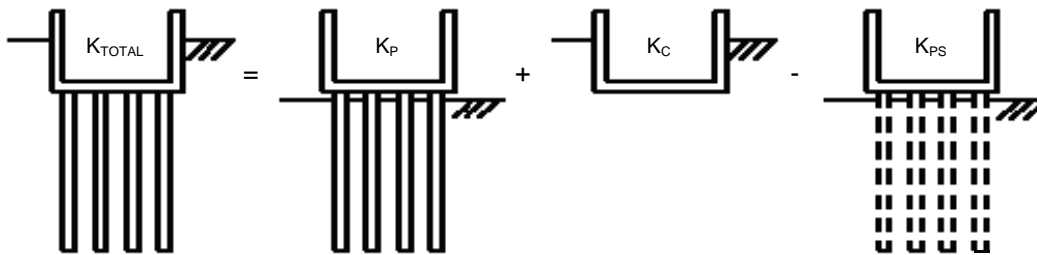


Figura 6 Modelo de Kobori modificado

Las rigideces que aportan cada uno de los tipos de pilas se obtienen primero por separado y se suma el aporte de todas como si no existiese interacción entre ellas. De igual manera se procedió para las pilas de suelo. Por último se obtienen las rigideces que aporta el cajón. Por otra parte, el efecto de grupo es obtenido con un modelo en el que se consideren todas las pilas como de diámetro 1.2 m y se procede a afectar los valores de  $K_P$  y  $K_{PS}$  por dicho valor. Los valores obtenidos sin considerar y considerando el efecto de grupo se presentan en las tablas 6 y 7 para el caso estático y dinámico (1 Hz), respectivamente. Al igual que con NTCDS (2000) la diferencia entre la respuesta estática y la dinámica es despreciable.

Tabla 6 Rigideces estáticas obtenidas por Dyna5 y Kobori

	Sin efecto de Grupo (DK-E)				Con efecto de Grupo (DK-EG)			
	Dirección T		Dirección L		Dirección T		Dirección L	
	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]
$K_P$	1.21	1.46	1.21	1.96	0.28	0.72	0.28	0.76
$K_C$	0.51	1.54	0.51	1.51	0.51	1.54	0.51	1.51
$K_{PS}$	0.40	0.18	0.40	0.25	0.09	0.09	0.09	0.10
$K_T$	1.32	2.82	1.32	3.22	0.70	2.17	0.70	2.17

Tabla 7 Rigideces dinámicas obtenidas por Dyna5 y Kobori

	Sin efecto de Grupo (DK-D)				Con efecto de Grupo (DK-DG)			
	Dirección T		Dirección L		Dirección T		Dirección L	
	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]	$K_H$ [N/m x 10 <sup>10</sup> ]	$K_R$ [N·m x 10 <sup>12</sup> ]
$K_P$	1.21	1.46	1.21	1.96	0.29	0.67	0.29	0.72
$K_C$	0.50	1.29	0.50	1.27	0.50	1.29	0.50	1.27
$K_{PS}$	0.40	0.18	0.40	0.25	0.09	0.08	0.09	0.09
$K_T$	1.31	2.57	1.31	2.98	0.70	1.88	0.70	1.90

## COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la figura 7 se comparan los resultados obtenidos de los eventos SI 01-1 y SI 02-3 para las rigideces de traslación y cabeceo por el método simplificado, con los diferentes casos contemplados en el procedimiento de NTCDS (2000) y el aplicado por Dyna5 y Kobori.

De la comparación de resultados se pueden destacar algunos aspectos de interés. Se observa que de manera general los resultados obtenidos con NTCDS (2000) se ajustan adecuadamente a los resultados obtenidos a partir de los registros sísmicos. De otro lado, aunque ya no con tan buen ajuste, esto mismo podría decirse de los resultados obtenidos de Dyna5 y Kobori cuando no se consideran los efectos de grupo. Llama la atención que el considerar estos últimos, cuya importancia tanto se resalta (Novak, 1991), lleve a valores inferiores al 50% de los identificados con los registros o con NTCDS (2000).

En este momento se podría señalar que los cambios detectados en los efectos ISE, probablemente se deban a una consolidación del suelo por la presencia del edificio. Estas alteraciones en las propiedades del suelo, podrían justificar el hecho de que el efecto de interacción suelo-pila-suelo sea menor, ocasionando que las pilas se muevan en fase. Adicionalmente, la rigidez del cajón puede ser otro factor que contribuya a la disminución de los efectos de movimiento en fase opuesta, que son en los que se basa el efecto de grupo.

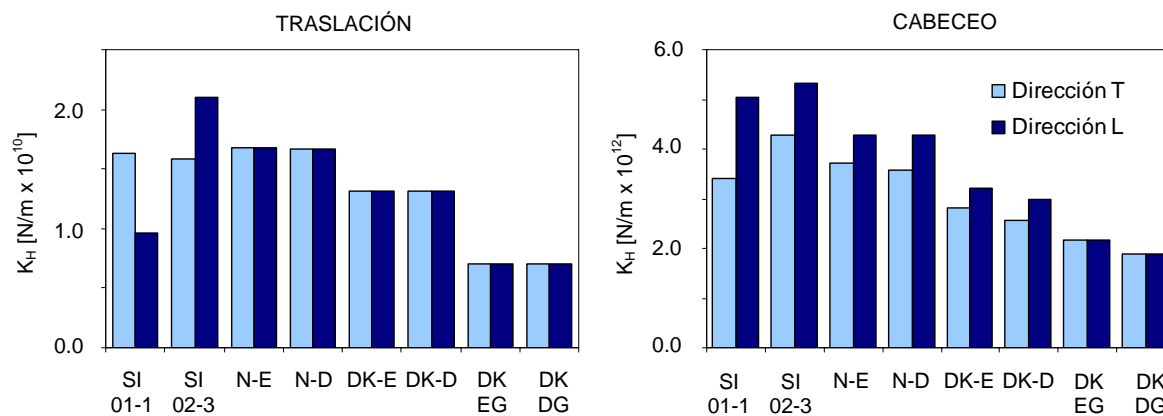


Figura 7 Comparación de las rigideces obtenidas

## CONCLUSIONES

Dado que la estructura no ha sufrido daños visibles, asumiendo que no hay cambios importantes en la masa de la misma, y que los sismos han sido de pequeña intensidad, es probable que las alteraciones observadas en las amplitudes de las funciones de transferencia, también detectadas como cambios en los valores de frecuencias, estén asociadas a no-linealidades fruto del reacomodo entre los elementos estructurales y no estructurales que están interactuando y a efectos ISE.

Estos cambios son más notables en los movimientos de traslación. Esto es entendible si se piensa que el sistema de fundación con pilas es bastante rígido al cabeceo, por lo que los movimientos debidos a los eventos sísmicos no influyen tanto en él, como sí se observa para el caso de traslación. Para este último, sería válido atribuir los cambios observados en las rigideces a una probable consolidación del suelo, especialmente si esta se ha dado en los primeros estratos, los cuales influyen de manera importante en las rigideces del sistema (Kaynia y Kausel, 1982; Kobori *et al.*, 1991; Novak, 1991).

De otra parte, si bien los resultados obtenidos experimentalmente para las rigideces de traslación y cabeceo se ajustan de forma adecuada a los indicados por el procedimiento señalado en NTCDS (2000), el tratamiento analítico en el que se tienen en cuenta los efectos de grupo hace pensar que existen incertidumbres al respecto.

El comportamiento del sistema suelo-estructura del edificio presentado en este trabajo y el de Murià-Vila *et al.* (2002), son una primera aproximación a la comprensión del caso del edificio SIS. Futuros trabajos en los que se cuente con un mayor número de eventos más intensos, deberán ir orientados a esclarecer si los comportamientos aquí detectados son o no permanentes o propios de la estructura y del sistema suelo estructura. Se precisa también ahondar sobre los efectos de grupo pila-suelo-pila y pila-suelo-cajón, así como sobre aspectos que no se trataron en este trabajo como lo son considerar la estratificación del suelo, la existencia o no de zonas blandas entre pilas y suelo o los probables desprendimientos de la base.

## AGRADECIMIENTOS

Este proyecto es patrocinado por la Dirección General de Asuntos del Personal Académico y el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Se agradece a los propietarios las facilidades y el apoyo proporcionados. Se quiere hacer una especial mención a la eficiente labor del personal de la Coordinación de Instrumentación Sísmica del II-UNAM encabezada por L. Alcántara. Se agradece a V.M. Correa por la ayuda proporcionada en los detalles finales.

## REFERENCIAS

Alcántara L., Murià D., Almora D., Velasco J.M., Torres M., Vázquez R., Vázquez E., y Macías M. (2002), "Sistema de monitoreo remoto en un edificio localizado en una ciudad expuesta a un peligro sísmico mayor", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, 24 al 26 de abril.

Escobar J.A., Murià-Vila D., Meli R., Salgado A., Nájera G. y Capistrano A. (2001), "Selección de edificios candidatos a ser instrumentados en la ciudad de Acapulco", Informe técnico del proy. 1501, Instituto de Ingeniería, UNAM, junio.

Fuentes L. y Murià-Vila D. (2001), "Modelos matemáticos calibrados de un edificio instrumentado", Revista Digital Universitaria, UNAM ([www.revista.unam.mx](http://www.revista.unam.mx)), Vol. 2, N° 3, septiembre.

Kaynia A. M. y Kausel E. (1982), "Dynamic behavior of piles groups", 2nd International Conference on Numeric Methods Offshore Piling, Austin, Texas, pp. 509-532.

Kobori T. *et al* (1991), "Study on dynamic characteristics of a pile group foundation", Proceedings 2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, No 5.42, St. Luis, Missouri, Marzo 11-15, pp. 853-860.

Lermo J. (2002), "Características dinámicas del suelo donde está ubicado el edificio SIS", Informe técnico, proy. 1501, Instituto de Ingeniería, UNAM, abril.

Luco J.E., Trifunac M.D. y Wong H.L. (1987), "On the apparent change in dynamic behaviour of a nine-story reinforced concrete buildin", Bulletin of the Seismological Society of America, diciembre, Vol. 77, No. 6, pp. 1961-1983.

Murià-Vila D., Fuentes L. y González R. (2000), "Incertidumbres en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios", Información Tecnológica, Vol. 11, N° 3, pp. 177-184.

Murià-Vila D., Rodríguez G., Zapata A. y Toro A.M. (2001), "Seismic response of a twice-retrofitted building", ISET Journal of Earthquake Technology, Editor V.K. Gupta, Vol 39, jun-dic.

Murià-Vila D., Taborda R., Macías M.A. y Escobar J.A. (2002), "Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, 24 al 26 de abril.

Novak M. (1991), "Piles under dynamic loads", Proceedings 2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, No 5.42, St. Luis, Missouri, marzo 11-15, pp. 2433-2455.

Novak M., Sheta M., El-Hifnawi L., El Marsafawi H., El Naggar H., Ramadan O. y El-Sawy K. (1995), Dyna5<sup>®</sup> for Windows 95<sup>®</sup>, Geotechnical Reserch Centre, University of Western Ontario.

NTCDS-RCDF (2000), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Versión Preliminar, VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Querétaro, Qro., 22 y 23 de septiembre.