

Análisis dinámico del edificio de la Biblioteca

Gustavo Rojas

Resumen

Se presenta el resultado del análisis dinámico realizado por computadora al edificio de la Biblioteca principal del ITCR. Las propiedades dinámicas y la respuesta sísmica se estudian y comparan ante la entrada de dos sismos: el primero es el llamado terremoto “El Centro”, uno de los que primeramente se obtuvo datos de aceleración del suelo, y el segundo es un sismo generado por computadora. Se presentan los resultados del análisis paso a paso en el tiempo (time history) para los dos acelelogramas.

Introducción

El análisis dinámico de edificios ante la acción de un sismo, está ganando gran aceptación, ya no sólo como un ejercicio académico, sino también en el diseño propiamente dicho de las estructuras, debido principalmente al gran desarrollo de la computación, campo donde se cuenta con programas confiables y relativamente baratos que permiten desarrollar este tipo de análisis. Estos programas no se

emplean sólo en el diseño, sino que han tomado un gran auge los estudios de vulnerabilidad y daños a estructuras existentes, con el propósito de efectuar reestructuraciones a las obras, para mejorar su comportamiento de acuerdo con el estado del arte y las nuevas normativas de los códigos. La creación de acelelogramas artificiales nos permite desarrollar metodologías de diseño para evaluar los posibles daños que ocurrirían en los diferentes elementos componentes ante un sismo. De este modo se podrían prever los daños y hacer las modificaciones al diseño pertinentes.

En el presente trabajo se hizo un análisis dinámico del edificio de la Biblioteca principal del ITCR mediante el programa SAP90, con el propósito de comparar resultados obtenidos al aplicar un sismo artificial con un sismo real. La escogencia de la edificación se debe principalmente a que es una de las más importantes del Campus Central, por la información valiosa que guarda.

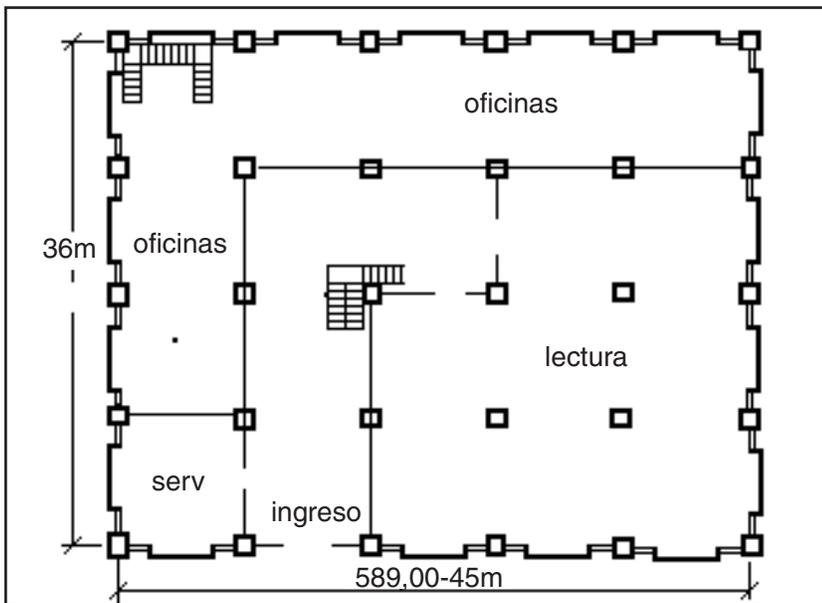


Figura 1
Planta baja, arquitectónica

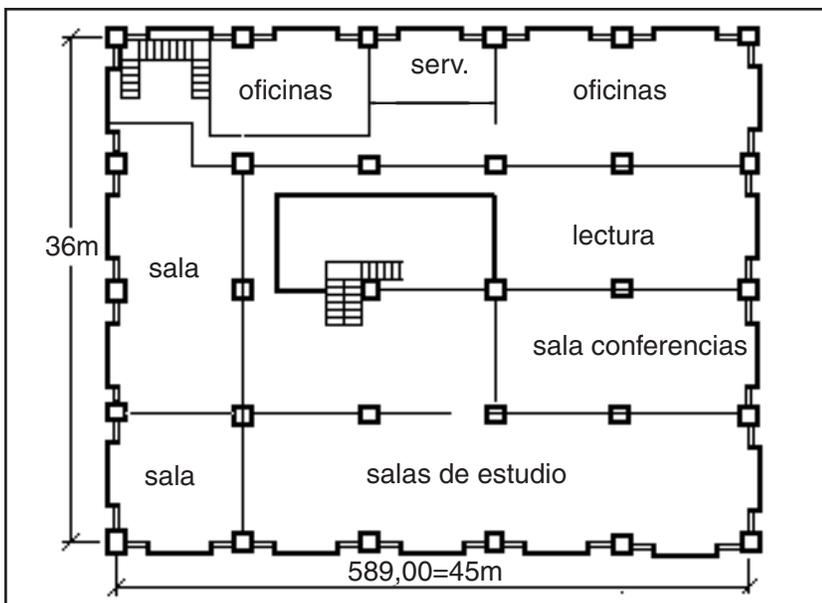


Figura 2
Planta alta, arquitectónica

Descripción del edificio

El edificio de la Biblioteca está ubicado en el Campus Central del Instituto, en Cartago. Su construcción data del año 1978. Es una construcción de dos plan-

tas con un área total de 3.063 m². En la primera planta se encuentran las salas de lectura y algunas oficinas administrativas. En la segunda planta, se encuentran las salas para estudio en grupo e individual, una sala de conferencias y algunas dependencias de prestación de servicios de información. En este edificio se guarda una colección de más de 45.000 libros y 100.000 revistas.

Es un edificio hecho a base de marcos de concreto reforzado. Entre sus acabados principales tenemos: fachadas de paños centrales de bloques tipo briquetta, con vidrios en ambos lados, pisos de terrazo, cielos suspendidos de aluminio con láminas de fibra mineral, divisiones de madera forradas con plástiply y de mampostería. La cubierta de techo es de láminas de vigalít en su mayor parte, con un área cubierta con domos acrílicos, ubicados sobre el vestíbulo principal.

Modelo

La estructura del edificio de dos niveles está hecha con base en marcos de concreto reforzado, con luces en los dos sentidos de 9 m (ver figura N° 3). Las columnas de planta baja son de 45 x 45 cm, apoyadas sobre placas aisladas como fundación. Las vigas de entrepiso son de 35 x 90 cm, el entrepiso consiste en una losa armada de 9 cm de espesor, con vigas intermedias de 25 x 50 cm. En la planta alta las columnas son de 30 x 30 cm. En el techo, se cuenta con un entramado de vigas de 25 x 50 cm con luces de 9 m en ambas direcciones.

Para efectos del modelo utilizado, se considera un diafragma rígido a nivel de entrepiso y de cubierta, modelado con ayuda de la opción del nudo maestro que permite el programa de análisis estructural SAP90, ubicado en el centro de masa de cada uno de los niveles. En el análisis se utilizaron los siguientes datos respecto de las propiedades

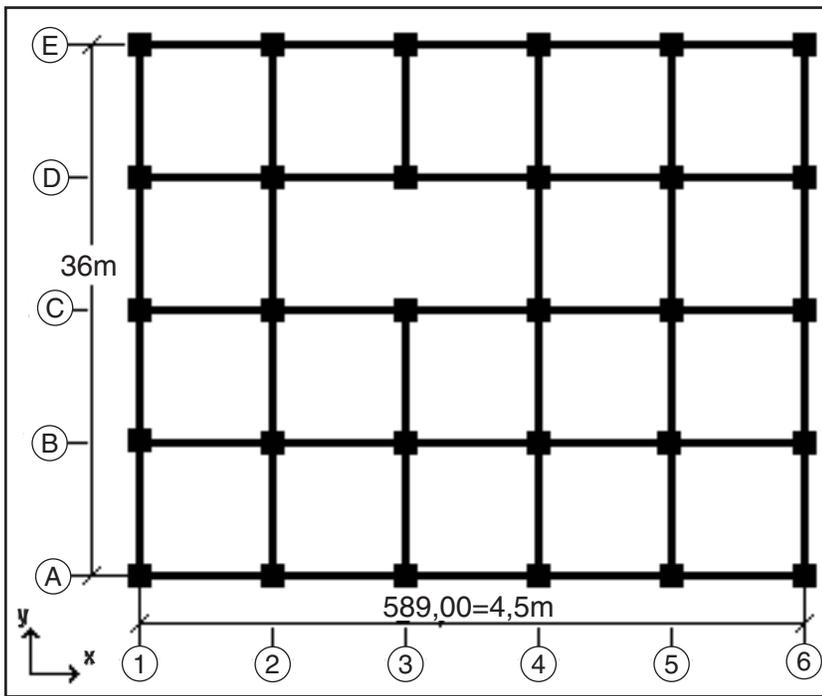


Figura 3
Planta estructural típica

gas y columnas) presentan las características que se indican en la figura 4. En el sentido este-oeste el modelo consta de cinco marcos similares. La única irregularidad se encuentra entre los ejes longitudinales 2 y 4 y los ejes transversales C-D, que corresponde con el vestíbulo principal del edificio.

Modelo del movimiento del suelo

En los últimos años, se ha publicado una gran cantidad de artículos sobre el tema de la respuesta dinámica de edificios ante la acción de un sismo fuerte, bajo la suposición de que el movimiento del suelo y particularmente la aceleración del suelo, puede ser idealizada como un proceso aleatorio de forma apropiada. Para el presente es-

	Pos. centro masa x (cm)	Posición centro masa y (cm)	Masa translacional (ton-s ² /m)	Masa rotacional (ton-m-s ² /m)
Nivel I	22,96	17,74	136,57	22.869,0
Nivel II	22,08	18,35	30,90	5.426,50

del centro de masa del edificio:

El modelo consta de seis marcos en el sentido norte-sur, cuyos elementos (vi-

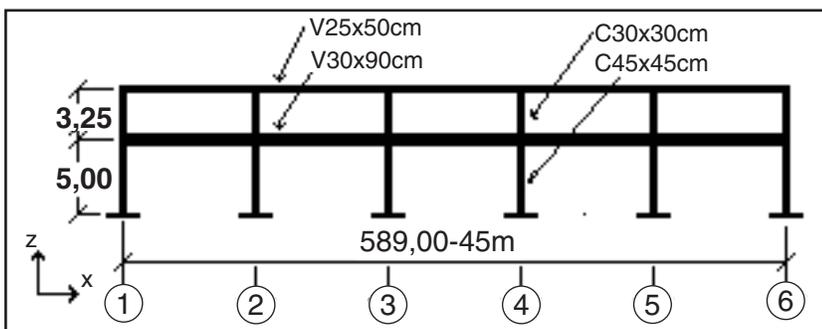


Figura 4
Marco típico

tudio, se utiliza uno de los modelos más simples para generar acelelogramas, empleando el análisis de Monte Carlo. La aceleración del suelo $Z(t)$ usada aquí, consiste de un *proceso Gaussiano estacionario*, con media de cero y una función de densidad espectral $S_g(w)$, multiplicada por una función determinística $\Phi(t)$:

$$Z(t) = X(t) \Phi(t)$$

en la cual:

$$\Phi(t) = r \Phi_0(t) = r(e^{-\alpha t} - e^{-\beta t}) \quad t > 0$$

$$\Phi(t) = 0 \quad t \leq 0$$

con r , α y β constantes positivas

La función de densidad espectral de $X(t)$ viene dada por:

$$S_g(w) = \frac{S_I}{\left\{ (w^2 - w_g^2)^2 + 4 \delta_g^2 w^2 w_g^2 \right\}}$$

en la cual w_g es la frecuencia característica del suelo y δ_g es el amortiguamiento crítico de la estructura, mientras que S_I es una constante que, junto con $\Phi(t)$, controla la intensidad de la aceleración del suelo.

El valor de S_I depende de la intensidad sísmica y para una intensidad en la escala MMI viene dada por:

$$S_I = \frac{2 \delta_g w_g^3 Z_I^2}{\pi K^2}$$

donde Z_I o aceleración del suelo, se puede relacionar con los valores de magnitud para un sismo. En este caso, se utiliza la relación de Gutenberg y Richter, la cual expresa la aceleración del suelo como una función de la intensidad del movimiento, según la escala MMI:

$$Z_I = 10^{0,33(I-1,5)}$$

y en la cual:

$$k = k^1 + 0,5772 / k^1$$

$$k_1 = \sqrt{21n} (v_x t)$$

$$v_x = w_g / \pi$$

Antes de generar la función $Z(t)$, se obtiene primero la función $X(t)$ con la ayuda de la transformada rápida de Fourier de la siguiente manera:

$$x(t) = 2 \sum \sqrt{S_g(w_k)} \sin w t \cos(W_k t - \theta_k)$$

donde θ_k es un número aleatorio distribuido entre 0 y 2π ; $w_k = \pi k$ y N_{sw} es la frecuencia superior.

Siguiendo la anterior metodología se ha creado un sencillo programa con el que se pueden generar sismos, de acuerdo con diferentes valores de intensidad en la escala Mercalli. La función $X(t)$ deter-

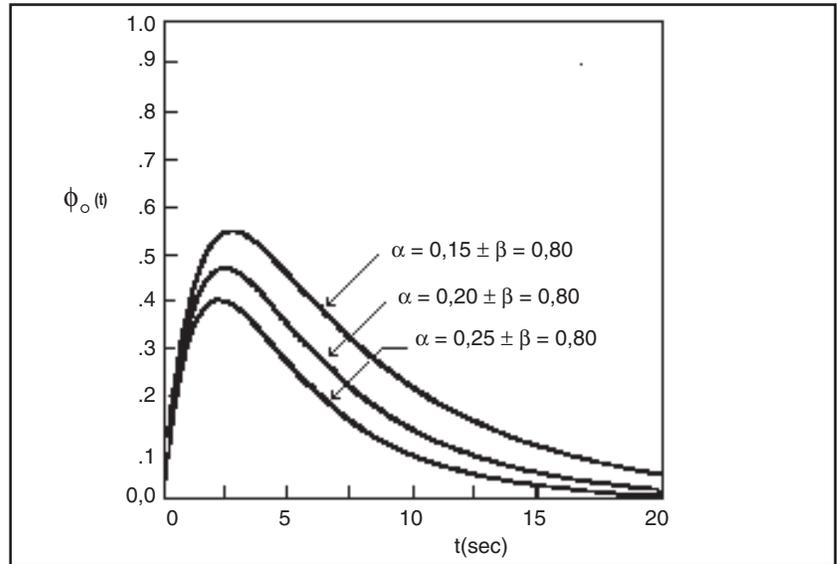


Figura 5
Función determinística $\Phi(t)$

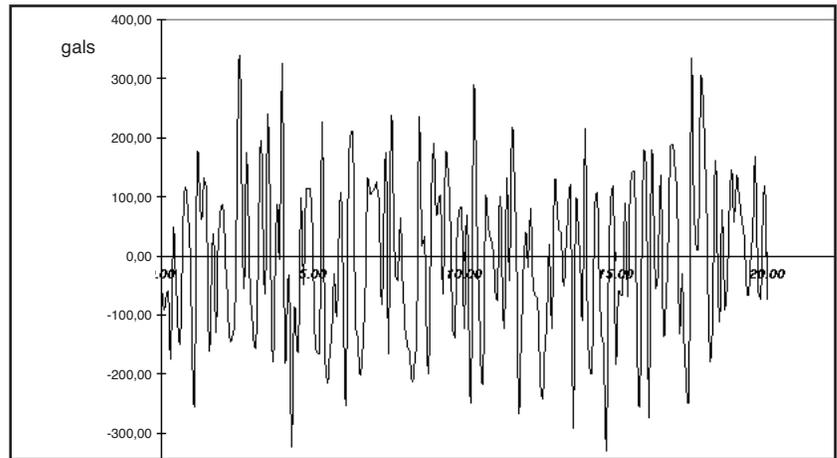


Figura 6
Función $X(t)$ MMI=8 (en gals)

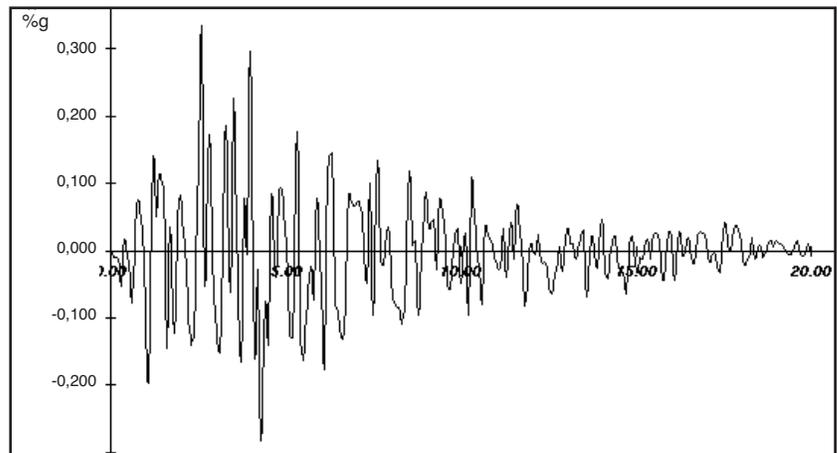


Figura 7
Función $Z(t)$ MMI=8 (%g)

minada según el procedimiento anterior se presenta en la figura 6 y en la figura 7 se muestra la función $Z(t)$ estimada.

El acelelograma anterior se obtuvo para una intensidad en la escala Mercalli de 8, al multiplicar la función $X(t)$ por la función $\Phi(t)$ para valores de α y β de 0,15 y 0,80 respectivamente y se ha utilizado un coeficiente para el amortiguamiento crítico del 5%. El valor máximo que se obtiene para la aceleración del suelo es de aproximadamente un 33% de la gravedad, valor que se estima dentro de los rangos normales para sismos de esa intensidad.

Por otro lado, el acelelograma del sismo “El Centro” se muestra en la figura 8, el cual presenta una aceleración máxima de 0,32%. El gráfico muestra la historia de la aceleración para el intervalo de 0 a 8 seg. del movimiento fuerte.

Análisis de resultados

Las propiedades dinámicas de los seis modos de oscilación, tres por piso del modelo utilizado, se resumen en las figuras 9-14. El primer modo claramente corresponde con la respuesta lateral en la dirección y , paralela a la acción de marco longitudinal en el sentido

norte-sur. El segundo modo claramente corresponde a la respuesta lateral en la dirección longitudinal este-oeste, la dirección x en el modelo. Es evidente el acoplamiento de estos dos modos, al observar los períodos de oscilación de cada uno de ellos de 0,593 seg y 0,590 seg respectivamente. El tercer modo corresponde a una rotación en el plano x - y .

El cuarto y quinto modo corresponden a la acción de marco en cada una de las direcciones longitudinales del modelo, con períodos de oscilación muy cercanos entre sí de 0,278 y 0,275 seg respectivamente, siendo evidente el acoplamiento de estos dos modos. El sexto modo de nuevo corresponde a una rotación en el plano x - y .

Es claro que la respuesta predominante de la estructura ocurre en el primer modo, en cada una de las direcciones principales del modelo, donde la masa efectiva que es la porción de la masa total (o momento de masa de inercia) que sirve para desarrollar el cortante en la base, es de aproximadamente un 96% para estos dos primeros modos en cada dirección principal, tal como se presenta en la tabla 2; de ahí que la respuesta dominante del modelo corresponda con traslaciones en los sentidos principales (x - y), lo cual es consistente con la distribución de masas y de inercias del edificio.

Como ya se ha mencionado, los acelelogramas de El Centro y el sismo generado según la metodología anteriormente explicada, se han utilizado para realizar un análisis de historia en el tiempo del modelo del edificio en estudio. Se ha corrido el modelo, para un intervalo de 0 a 8 seg, con un incremento de tiempo de 0,02 seg. Como resultado de lo anterior, se han graficado los cortantes en la base de la estructura (figura 15) para los dos acelelo-

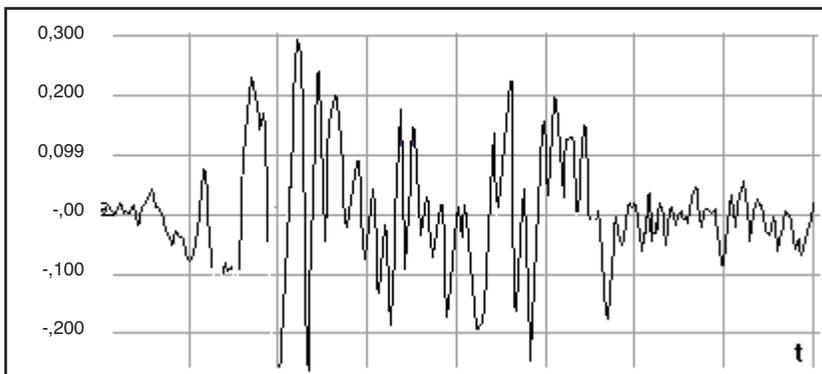


Figura 8
Acelelograma “El Centro”

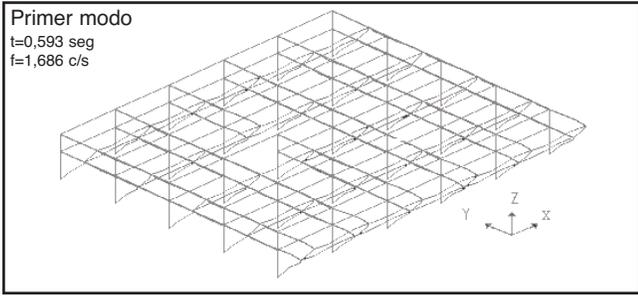


Figura 9
Primer modo, vista global

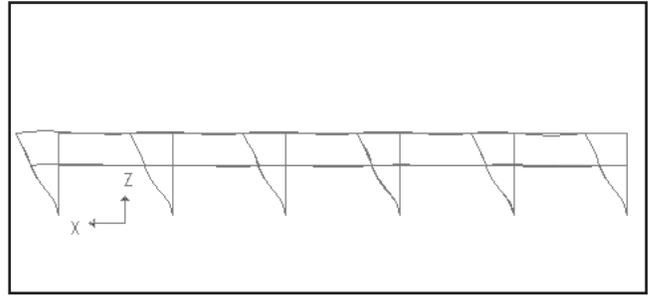


Figura 9a
Primer modo, vista lateral

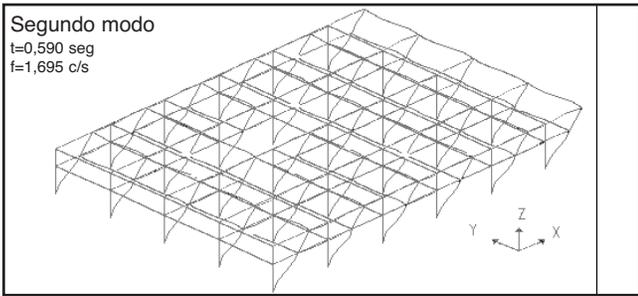


Figura 10
Segundo modo, vista global

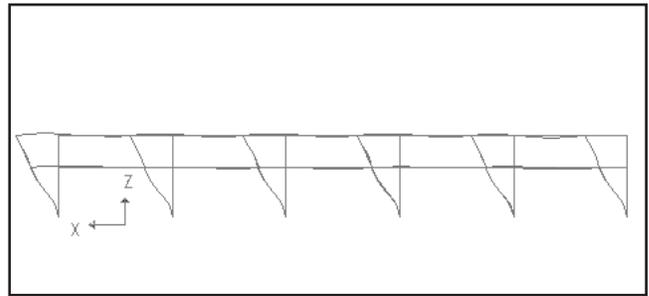


Figura 11a
Segundo modo, vista superior

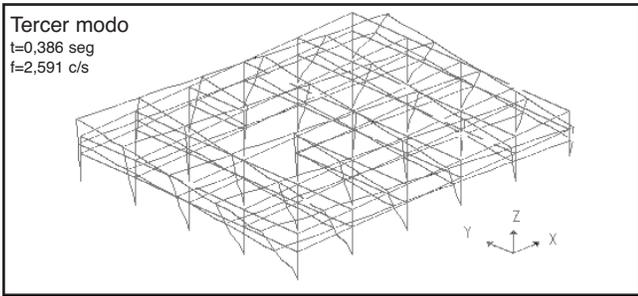


Figura 11
Tercer modo, vista global

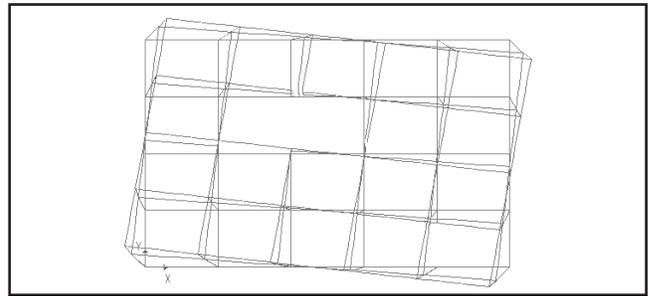


Figura 11a
Tercer modo, vista lateral

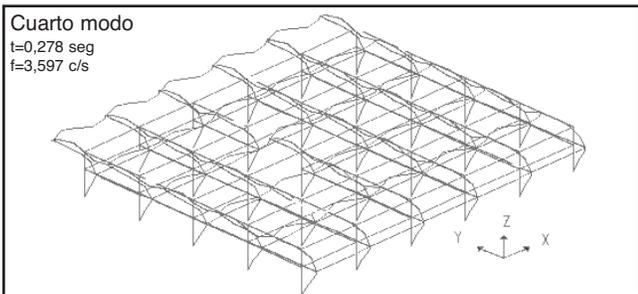


Figura 12
Cuarto modo, vista global

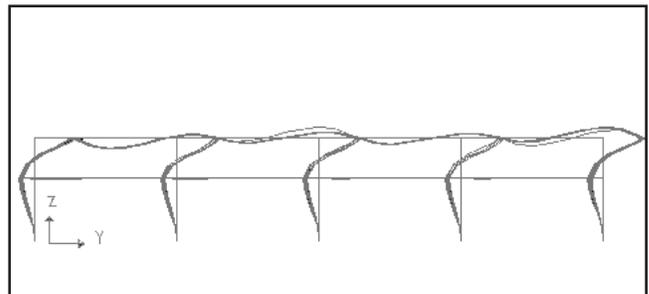


Figura 12a
Cuarto modo, vista lateral

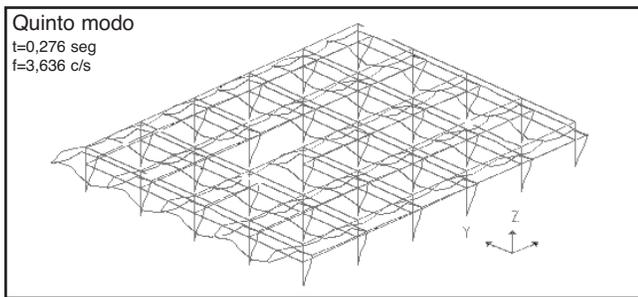


Figura 13
Quinto modo, vista global

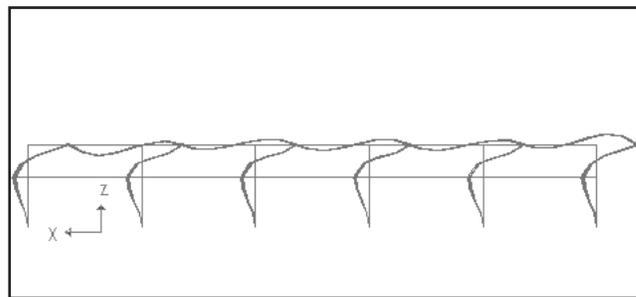


Figura 13a
Quinto modo, vista lateral

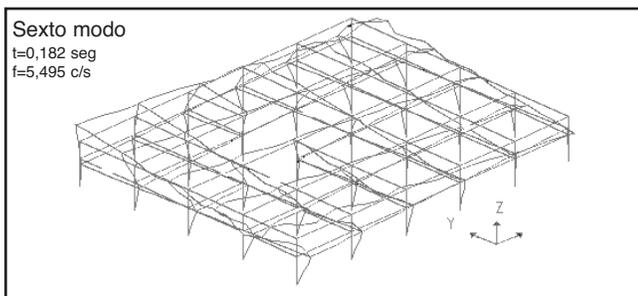


Figura 14
Sexto modo, vista global

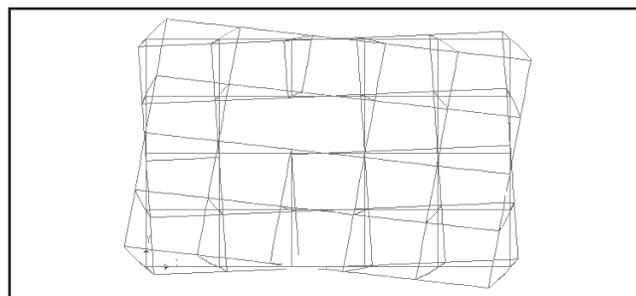


Figura 14a
Sexto modo, vista lateral

Tabla 2
Masa participativa

Modo	Masa %		
	x	y	z
1	0,003	96,4	0
2	96,60	0,003	0
3	0,003	0,004	0
4	0,017	3,56	0
5	3,39	0,017	0
6	0,00	0,00	0

gramas estudiados. En el caso de El Centro los valores máximos y mínimos obtenidos son de -1.240 y 1.310 ton y en el caso del sismo artificial son de -1.346 y 1.070 ton respectivamente. En el mismo gráfico se incorporó el cortante en la base, calculado según el método estático del CSCR, para una aceleración máxima de $0,30$ g y consi-

derando el edificio como tipo A; este valor estimado es de 452 ton, que contrasta con los valores obtenidos del estudio en el tiempo para los dos sismos utilizados, donde se obtuvieron valores aproximadamente 200% mayores al cortante de diseño. Las implicaciones de que el edificio se vea afectado por movimientos fuertes de las carac-

terísticas de los estudiados, durante los cuales se desarrollen fuerzas tales como las obtenidas, dependerá en buena medida de la interacción estructural entre el marco y los tableros de relleno (paredes de mampostería). Se conoce que esta interacción tiene un efecto considerable en la respuesta sísmica del conjunto y se han registrado muchos ejemplos de daño sísmico tanto a los miembros del marco como a los tableros de cerramiento.

Los principales efectos de los tableros en la respuesta sísmica total se pueden enumerar como: a) incremento de la rigidez, b) incremento de la capacidad de absorción de energía y c) alteración de la distribución del cortante. Así, como el relleno es un material frágil y relativamente débil, el comportamiento de la estructura durante un sismo fuerte estará muy influenciado por el daño que sufran las paredes y las características de degradación de su rigidez.

Existe evidencia del efecto de esta interacción que se refleja en paredes agrietadas y en columnas en las cuales se aprecia cierto daño en uno de sus extremos, motivado por el cortante que proviene de la interacción de estos dos elementos.

La historia de los desplazamientos relativos de los pisos aparece en los gráficos 16 y 17. Para el desplazamiento relativo del primer nivel, el máximo y mínimo son de 6,28 y $-5,96$ cm para el sismo El Centro y de 5,1 y $-6,40$ cm para el sismo artificial, respectivamente. En el mismo gráfico se trazan los límites para los desplazamientos inelásticos impuestos por el CSCR, para un edificio tipo 3 y del grupo A. El valor trazado corresponde al desplazamiento relativo permisible ($\Delta = 0,010H_i$), que se estima para el primer nivel de 5,00 cm. Además, se tra-

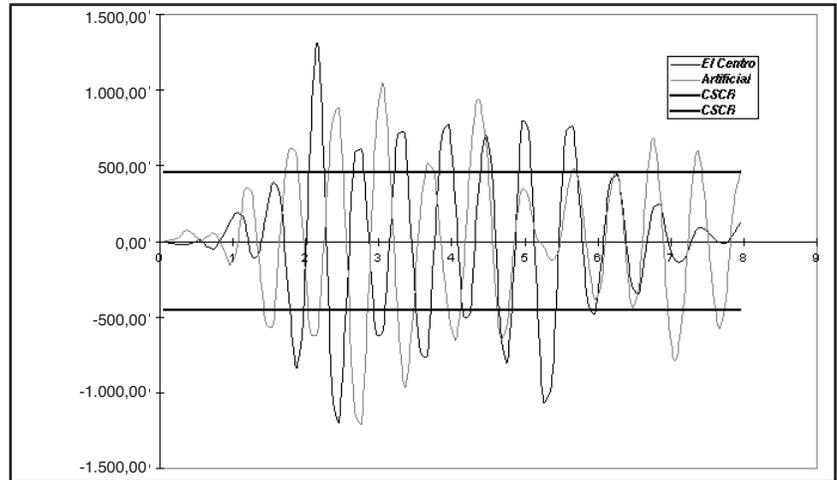


Figura 15
Cortante en la base, dirección x

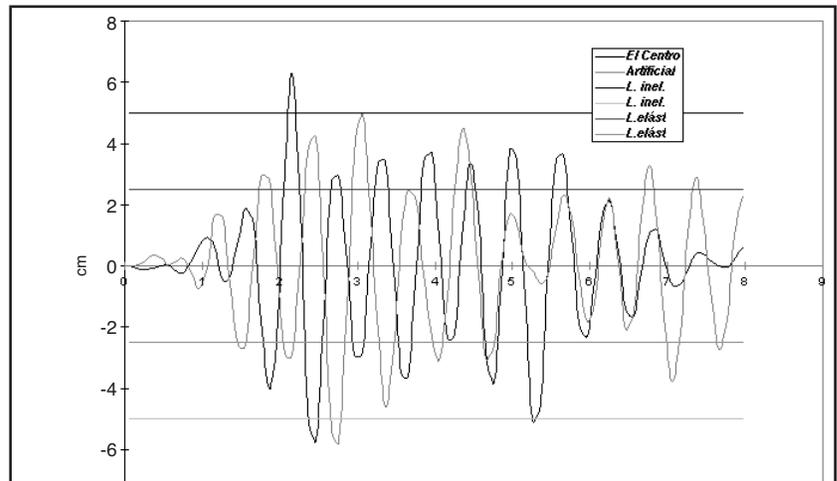


Figura 16
Desplazamiento relativo I nivel

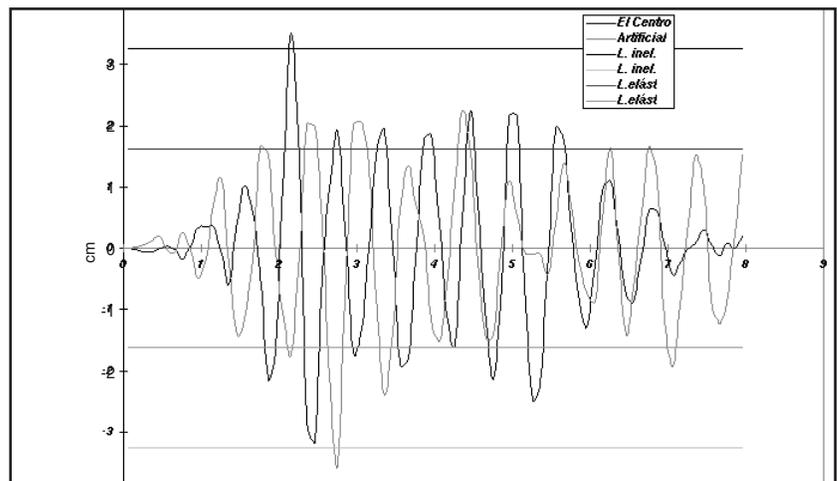


Figura 17
Desplazamiento relativo II nivel

za también un valor de desplazamiento elástico como resultado de dividir el desplazamiento inelástico entre el factor de ductilidad de 2, según el CSCR.

El desplazamiento relativo del segundo nivel, para el sismo El Centro, tiene un máximo y un mínimo de 3,52 y -3,73 cm, y para el sismo artificial de 2,08 y -3,60 cm, comparado contra un valor para el desplazamiento inelástico permisible de 3,25 cm y para el desplazamiento elástico de 1,625 cm.

Para ambos pisos se presentan picos que sobrepasan los límites permisibles a los desplazamientos inelásticos, para los cuales se estima una demanda de ductilidad de 2,25 para el sistema artificial y de 2,30 para El Centro, correspondientes a desplazamientos del segundo nivel y una demanda de ductilidad de 2,51 y 2,56 para el primer nivel y para el sismo El Centro y el artificial, respectivamente.

Para ambos sismos y durante el lapso estudiado, hay porcentajes grandes en los cuales los desplazamientos ocurren en el rango inelástico, indicando lo anterior que la estructura puede sufrir deformaciones permanentes en el caso de que ocurra un sismo similar a los estu-

diados. Es claro entonces, que el buen comportamiento de la estructura dependerá de su ductilidad, con requerimientos estimados del orden de 2,56, lo cual en cierta medida no es crítico, si se estima teóricamente la ductilidad de las vigas por ejemplo. Sin embargo, en buena medida este comportamiento dúctil depende de la corrección de detalles constructivos como longitud de anclaje del refuerzo, longitud de empalmes, recubrimientos, etc. y de los porcentajes de acero de las vigas y columnas.

Lo anterior es consecuente con patrones de agrietamiento observables en los paños de mampostería, consecuencia de movimientos sísmicos anteriores. Estos paños, en primera instancia, ayudan a soportar la carga sísmica hasta su capacidad (agrietándose primero), luego son las vigas y columnas actuales las que llevan la carga sísmica, por el simple hecho de estar ligadas a la estructura principal y no estar diseñadas para cumplir esa misión. Así se puede afirmar que como los elementos (paredes de mampostería) ayudan a soportar inicialmente cargas de sismos como los analizados, hasta su capacidad; de ahí el patrón de grietas presente en algunos de ellos.

El comportamiento de vigas internas y exteriores se resume en las figuras 18-21. La viga exterior corresponde con la viga esquinera ubicada en el eje A entre los ejes 1 y 2 a nivel de entrepiso. La viga interior es la ubicada en el eje C, entre ejes 3-4. Se representa para ambas vigas, la historia del momento en el extremo i y en el extremo j respectivamente. Las líneas horizontales en las figuras corresponden con la capacidad estimada (usando $1,25f_y$) tanto para momento positivo como negativo. Para la viga exterior, la frecuencia de incursiones más allá del punto de momento elástico es considerablemente mayor en el nudo i de la viga

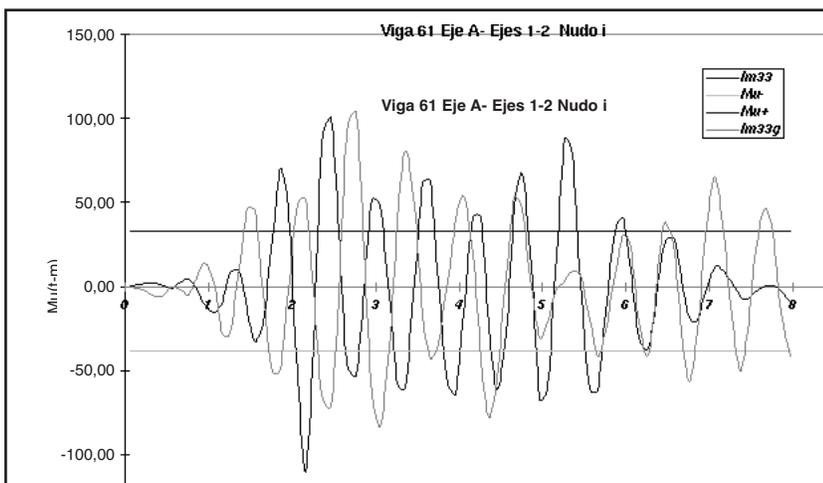


Figura 18
Historia momento, viga exterior nudo i

que en el nudo j , para el momento positivo. Para el momento negativo, las frecuencias son similares. Para la viga anterior se presenta el mismo comportamiento con alta frecuencia de incurciones en el rango inelástico, en el nudo del extremo i .

El nivel en que se sobrepasa la capacidad en la viga interior alcanza aproximadamente el 197% en el extremo i , mientras que para el extremo j la capacidad no es excedida. Para momento en el sentido contrario el nivel con respecto al momento máximo alcanza el 185% en el nudo i , obviamente esto sucede debido a la reducción del porcentaje de acero de un extremo de la viga a otro.

Para la viga interior, en el nudo i , tenemos un comportamiento similar al anterior, donde se obtienen porcentajes de momento máximo positivo (como promedio de los dos sismos) con respecto a la capacidad del elemento del orden de 237% para el momento positivo en el extremo i de la viga y del orden del 179% en el otro extremo.

Un análisis similar en flexocompresión se presenta para una columna exterior y una columna interior, en las figuras 22-27. Se muestran por separado las acciones producidas por cada uno de los sismos y en la misma figura aparece la historia de la carga axial, momento flexionante en cada uno de los extremos de las columnas.

Las acciones producidas por ambos sismos son de magnitudes bastante similares, con la salvedad de que se dan desfasadas en el tiempo. Para el sismo El Centro, los máximos del momento y de carga axial se presentan en tiempos iguales. Sin embargo, la carga axial se mantiene en el orden de las 25 ton (compresión y tensión) dentro de valores bajos para la carga longitudinal. No sucede lo mismo con el mo-

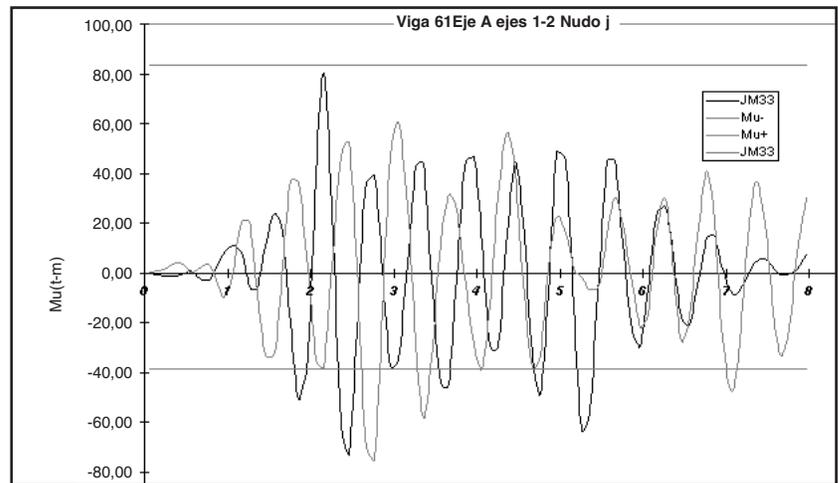


Figura 19
Historia momento, viga exterior, nudo j

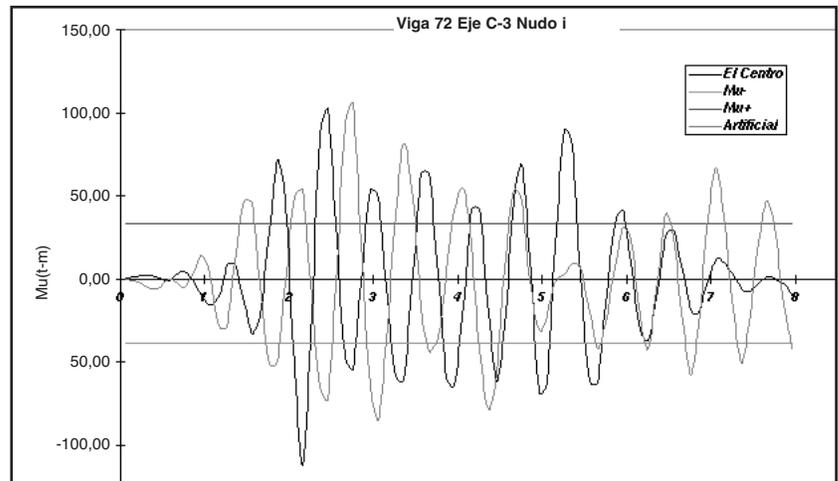


Figura 20
Historia momento, viga interior, nudo i

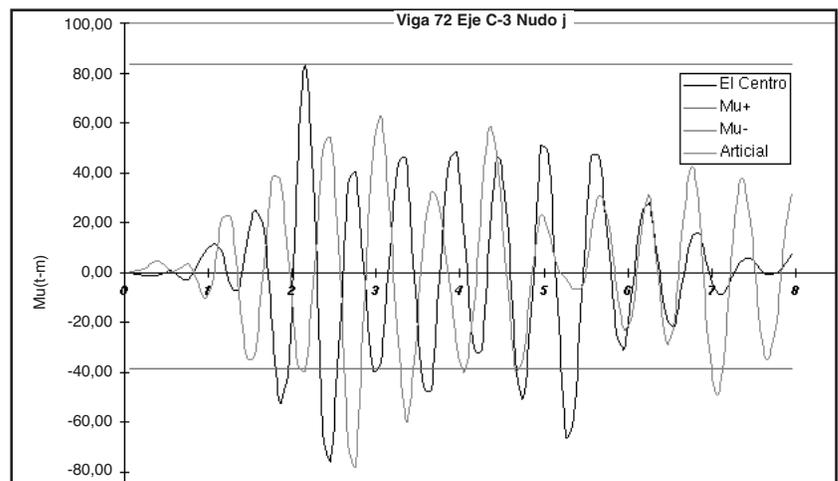


Figura 21
Historia momento, viga interior, nudo j

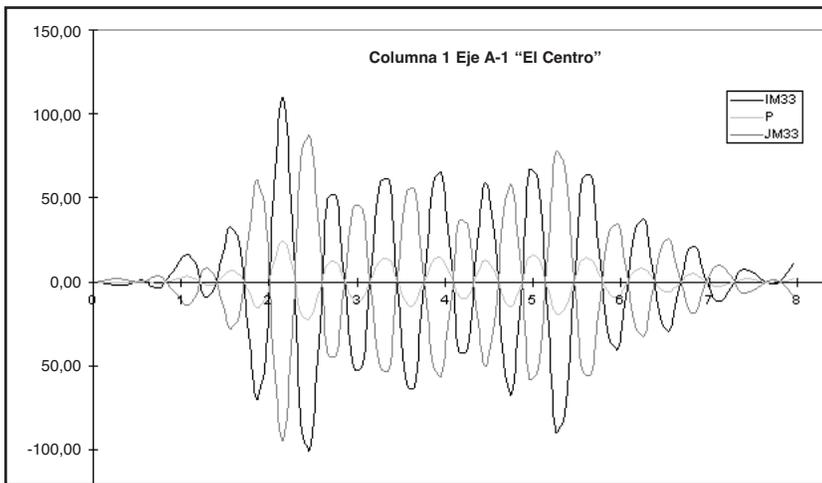


Figura 22
Columna exterior, El Centro

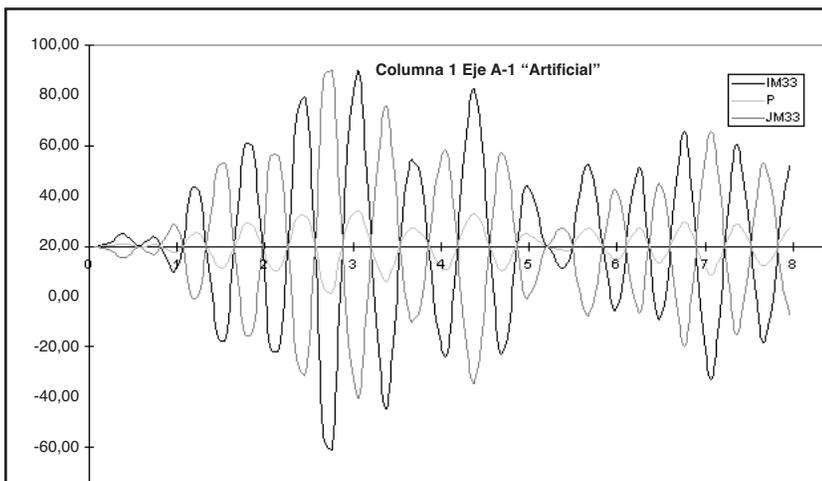


Figura 23
Columna exterior, artificial

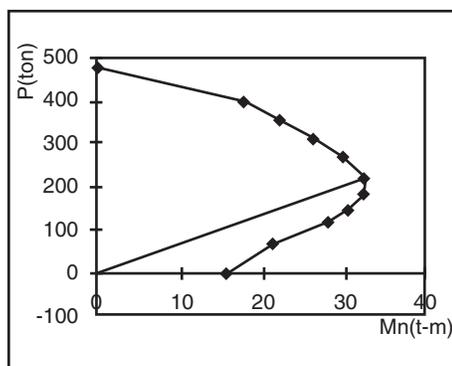


Figura 24
Diagrama interacción col 1

mento en los dos extremos (i,j), donde las magnitudes máximas son del orden de 100 ton-m. Si se comparan puntos obtenidos en el mismo tiempo de carga axial y momento para los dos sismos, y se colocan dentro del diagrama de interacción de la columna (figura 24), se obtiene un comportamiento similar al de las vigas, en donde hay una alta frecuencia en la que se sobrepasa la capacidad nominal de la columna, sobre todo en la parte de falla por tensión de la columna; este exceso se estima en aproximadamente un 213%.

En el caso del sismo artificial (ver figura 23), la carga axial máxima es de 24,5 ton en compresión y de 17,5 ton en tensión. El momento máximo en el extremo inferior es de 112,90 ton-m y en el extremo superior tenemos un momento máximo de 97,7 ton-m. Resulta evidente que hay una gran frecuencia de puntos carga axial-momento que están fuera de la curva de resistencia de la columna (ver figura 24), siempre en la zona de falla por tensión y en el área bajo carga axial de tensión. En promedio para los dos nudos o extremos, se obtiene un momento de 96,70 ton-m que representa cerca de un 193% del momento resistente nominal máximo, con lo que tenemos un modo de falla debido a la acción flexionante.

La columna interior, ubicada en la intersección de los ejes C y 3, presenta un comportamiento similar al de la columna esquinera, tal como se aprecia en las figuras 25 y 26, la primera correspondiente a la acción del sismo El Centro y la segunda al sismo generado.

Para el sismo El Centro (figura 25) la carga axial máxima de compresión es de 23,4 ton y en tensión es de 23,8 ton. La historia del momento en el nudo inferior, presenta un máximo absoluto de 113,8 ton-m y en el extremo superior es de 95 ton-m.

Para el sismo artificial, se obtiene un valor máximo de la carga axial en compresión de 24,5 ton y en tensión de 17,9 ton. El momento máximo en el extremo inferior es de 112,9 ton-m y en el extremo superior es de 97,7 ton-m, similares en magnitud a los obtenidos con el sismo real.

De manera similar a la columna esquinera, la graficación de puntos de carga axial y momento para el mismo tiempo, nos da una alta frecuencia de puntos que sobrepasan la curva de resistencia de momento nominal (ver figura 27), ubicados en la parte inferior del diagrama o de falla por tensión y de carga axial tensionante.

Los bajos porcentajes de acero de las columnas estudiadas, 1,00 y 1,30% para la columna exterior e interior respectivamente, inducen la falla por fluencia del acero de refuerzo de las columnas. Los resultados anteriores suponen un mecanismo de falla debido principalmente a la acción del momento flexionante, más que una falla debido a la carga axial.

Conclusiones

Se ha realizado un análisis de aceleraciones en el tiempo, de un modelo del edificio de la biblioteca. Para el estudio de historia en el tiempo, se han utilizado dos acelelogramas de movimientos fuertes con una intensidad de 8 en la escala Mercalli. El primero corresponde al sismo El Centro, ocurrido en México en la década de 1940, y el segundo a uno generado siguiendo la metodología de Monte Carlo. Este último corresponde de una manera similar al sismo real, con valores máximos de aceleración del orden de 0,30 g. Las acciones obtenidas de aplicar estos dos sismos al modelo, son bastante similares en magnitud.

El estudio ha verificado que sismos si-

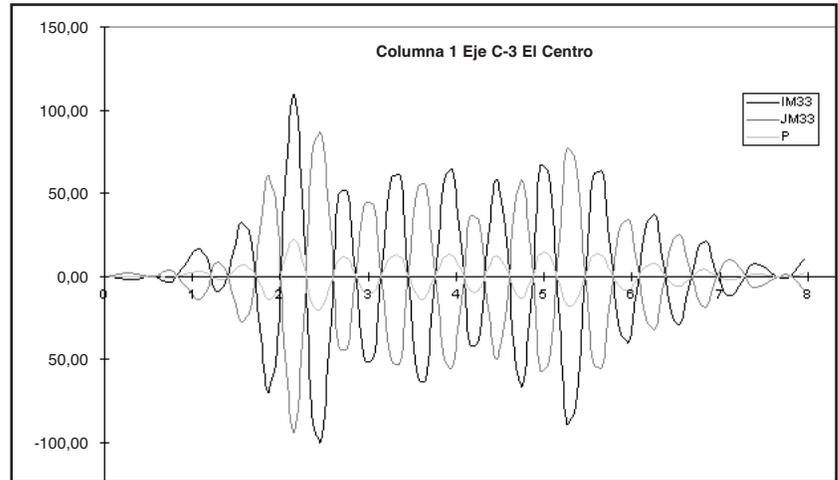


Figura 25
Columna interior. El Centro

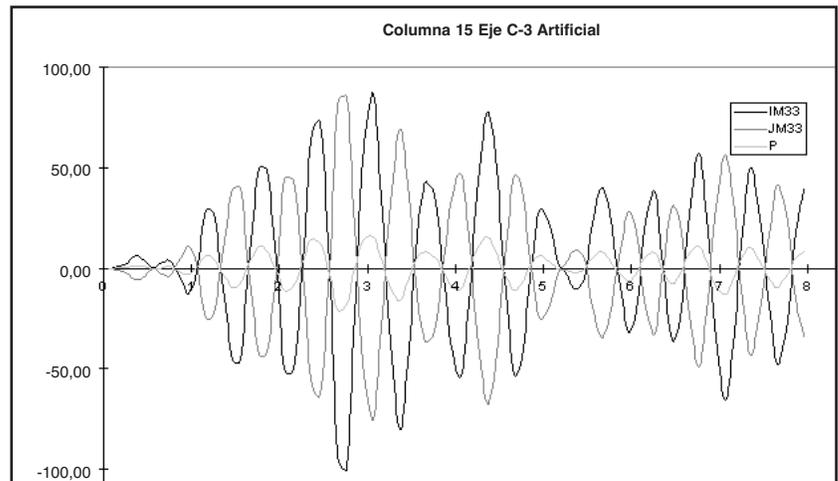


Figura 26
Columna interior. Artificial

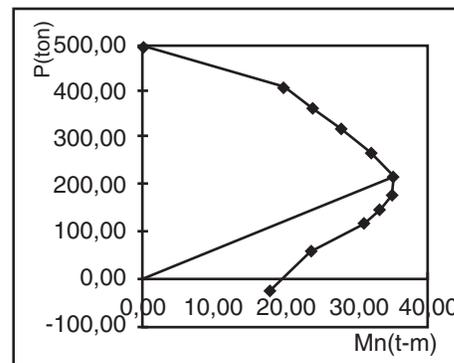


Figura 27
Diagrama interacción col. interior

milares en cuanto a magnitud, ocasionan fuerzas de inercia bastante mayores a las de diseño. La probabilidad de que ocurra un sismo fuerte en Cartago, no es del todo despreciable, por lo que es recomendable tomar las acciones preventivas del caso para que el edificio se comporte de manera adecuada. Es de suponer que un sismo de este tipo ocasionará daños, en primer lugar, a los elementos no estructurales y, en cierta medida, a los elementos estructurales que podrían significar pérdidas cuantiosas y costos de reparación elevados.

Se comprueba que una gran parte de la respuesta sísmica del modelo ocurre en el rango inelástico, por lo que la viabilidad de la estructura de incursionar en ese rango depende en gran medida de la capacidad de la estructura de deformarse inelásticamente y de absorber energía en el rango inelástico. En el plano teórico, la ductilidad de las vigas resulta estar por encima de lo que se ha estimado como esperado. Sin embargo, el que los elementos puedan alcanzar grandes deformaciones sin fallar depende en buena medida de los detalles constructivos como: traslapes, anclajes, doblado, del acero de refuerzo, recubrimientos y calidad del propio concreto, habiendo un fiel cumplimiento de las normas referentes a zonas con un riesgo sísmico medio y alto, aspecto que según mi experiencia no se da de manera estricta.

Debido a los desplazamientos altos, será conveniente tomar provisiones para anclar adecuadamente los elementos no estructurales, equipos, estanterías con dispositivos o anclajes diseñados para soportar los movimientos sísmicos.

Se verificó que con mucha frecuencia se excede la capacidad o resistencia flexionante de los elementos resistentes (vigas y columnas). Sin embargo, para un completo diagnóstico de la es-

tructura, se debe tomar en cuenta la interacción de las paredes divisorias de mampostería con los marcos, que por obedecer el modelo analizado a las condiciones del diseño de la obra, no se considera.

Parece conveniente impulsar medidas correctivas que tiendan a minimizar los desplazamientos de la estructura y colocar elementos estructurales que ayuden a resistir los cortantes generados por un sismo. Aunque, es cierto que las paredes de mampostería tienen un efecto significativo en la respuesta sísmica de la estructura (por estar ligadas), su capacidad es reducida por ser un material frágil y no estar diseñadas para soportar cargas sísmicas horizontales; de ahí la importancia de contar con otros elementos resistentes.

Aunque el modelo escogido no es un fiel reflejo de la realidad de la estructura, al no considerar la acción de las paredes ligadas, sí es un buen modelo de la estructura tal como fue diseñada. Aun así, los resultados obtenidos permiten inferir ciertos problemas de la respuesta sísmica, que hacen conveniente tomar medidas como las enunciadas en el párrafo anterior.

El estudio de la respuesta sísmica de estructuras ante la acción simulada de sismos, adquiere un papel importante en la prevención de daños de obras existentes y en el diseño. Las metodologías que permiten conocer el grado del daño sísmico son utilizadas hoy, junto con la generación de acelelogramas para minimizar la amenaza sísmica. Aunque el presente estudio no comprende la evaluación del daño sísmico del edificio de la biblioteca, solamente se limita a exponer y comparar los resultados de dos análisis de historia en el tiempo, sería conveniente para la institución impulsar la investigación en este campo y propiciar o ejecutar con prioridad ac-

ciones que tiendan a lograr un mejor comportamiento de nuestros edificios, ante la acción de un sismo fuerte.

Bibliografía

1. Shepherd, A.W. Plunkett, *Damage analyses of Imperial County Services Building*, ASCE, Structural engineering, V 109, N° 7, Julio, 1983.
2. Shinozuka M., R.Y. Tan, *Seismic Reliability of Damaged Concrete Beams*, ASCE, Structural Engineering, V 109, N° 7, Julio, 1983.
3. Magdy, S.L., Mayer C., *Reliability of Concrete Frames Damages by Earthquakes*, Structural Engineering, V 113, N° 3, marzo, 1987.
4. Chung Soo Y., Meyer C., Shinozuka M., *Automatic Seismic Design of Reinforced Concrete Building Frames*, ACI, Structural Journal, V 87, N° 3, mayo, 1990.
5. Dowrich, D.J., *Diseño de estructuras resistentes a sismos*. Editorial Limusa, primera edición, 1984.