COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE MEDIANA ALTURA DESPLANTADO EN SUELO BLANDO DISEÑADO CONFORME A LOS REGLAMENTOS DEL DISTRITO FEDERAL DE 1966 y 2004

Andrés Francisco Pastor Cristino [(1)], *Arturo Tena Colunga* [(2)]

[1] Ingeniero de proyecto. Euro Estudios S.A. de C.V., Ciudad de México, 11590, *apastor@euroestudios.com.mx.*
[2] Profesor-investigador de la Universidad Autónoma Metropolitana - Azcapotzalco., Ciudad de México, 02200, *atc@correo.azc.uam.mx*

RESUMEN

Se revisó el desempeño estructural de un edificio de concreto reforzado de 14 niveles que sufrió colapso estructural durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. El trabajo consistió en la evaluación de la respuesta no lineal de la estructura ante el escenario que experimentó aquél fatídico día, considerando dos modelos, el primero que reproduce el diseño original que data de 1966, y el segundo con un diseño alterno de acuerdo al RCDF 2004. Se concluyó que conforme a las prácticas y recomendaciones de ese tiempo se debía esperar el colapso del edificio, ya que el sismo rebasó por mucho las fuerzas laterales de diseño; de la misma manera se encontró que el RCDF 2004 protege de manera satisfactoria a edificios con la estructuración del modelo de estudio.

ABSTRACT

The structural performance of a 14 level RC building was reviewed. This building suffered structural collapse during the 1985 Mexico City Earthquake. This work shows the evaluation of the nonlinear response of the structure according to a sinthetic ground motion similar that which presented that fateful day. through two models, the first, reproduces original design dating from 1966, and the second with an alternate design according to 2004 Mexico City Building Code (MCBC). It was concluded that according to the practices and recommendations of that time, the building should necessarily collapse because the accelerations exceded the shear design forces, but it was also that actual MCBC satisfactorily protects buildings with the structural tipology of this study model.

INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de un evento sísmico expone el nivel de vulnerabilidad en una estructura, de la cual podemos obtener información real acerca del comportamiento de ésta ante tal evento a través de dispositivos de medición. El análisis de las respuestas y los daños generales de las estructuras afectadas por un sismo sirve, entre otras cosas, para revisar las teorías de diseño y, en su caso, proponer modificaciones, con el propósito de mejorar en cuestión de seguridad y servicio el desempeño de una construcción. Un reglamento de construcción debe estar en constante revisión y actualización de acuerdo con los avances que se tengan en nuevas investigaciones, pruebas realizadas en nuevos modelos de análisis, comparaciones de teorías y procedimientos de diseño actualizados con los tradicionales y con resultados experimentales.

La modificación de un reglamento de construcción supone una mejoría en el conocimiento del comportamiento de las estructuras, teniéndose un modelo físico o matemático que predice de forma más aproximada la respuesta de la misma.

El presente trabajo consiste en comparar el comportamiento sismorresistente de un edificio de concreto reforzado de mediana altura desplantado en suelo blando, mediante el estudio detallado de una estructura que resultó seriamente dañada durante los sismos de septiembre de 1985 y la comparación con un diseño que se haría conforme al reglamento vigente.

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO TIPO

La siguiente descripción ha sido retomada casi en su totalidad de la tesis de licenciatura "Restructuración de un edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 1985" presentada por Tena (1986).

Se diseñaron por los años 1958-1963 y su construcción se llevó a cabo entre los años 1959 y 1964. Los criterios de diseño fueron los del Reglamento de Construcciones vigente en esas fechas.

El diseño sísmico y eólico se basó en los criterios descritos en la Revista Ingeniería (1964), donde se especifica que se empleó un análisis estático con un coeficiente de diseño sísmico de 0.08. Se analizaron utilizando los métodos de Kani, Newmark y sus variantes, principalmente (Damy y Fierro 1964).

El sistema estructural era con base en losa plana aligerada con bloques huecos de concreto ligero, rigidizada con base en muros de cortante de mampostería de bloque hueco con contravientos de concreto (en marcos exteriores de colindancia, principalmente) y de trabes peraltadas en fachadas.

La losa plana tenía un peralte de 28 cm, con nervaduras espaciadas por lo general 40 cm y ocasionalmente 20 cm y 60 cm; esta última separación en las zonas de capitel. El ancho de las nervaduras varía de 10 cm hasta 20 cm, siendo más comunes las nervaduras de 10, 12.5 y 15 cm.

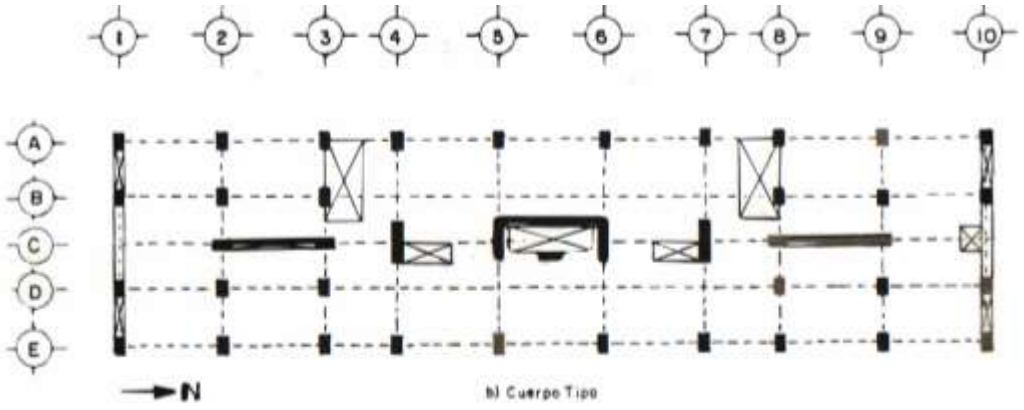

Figura 1. Planta tipo (Tena 1986)

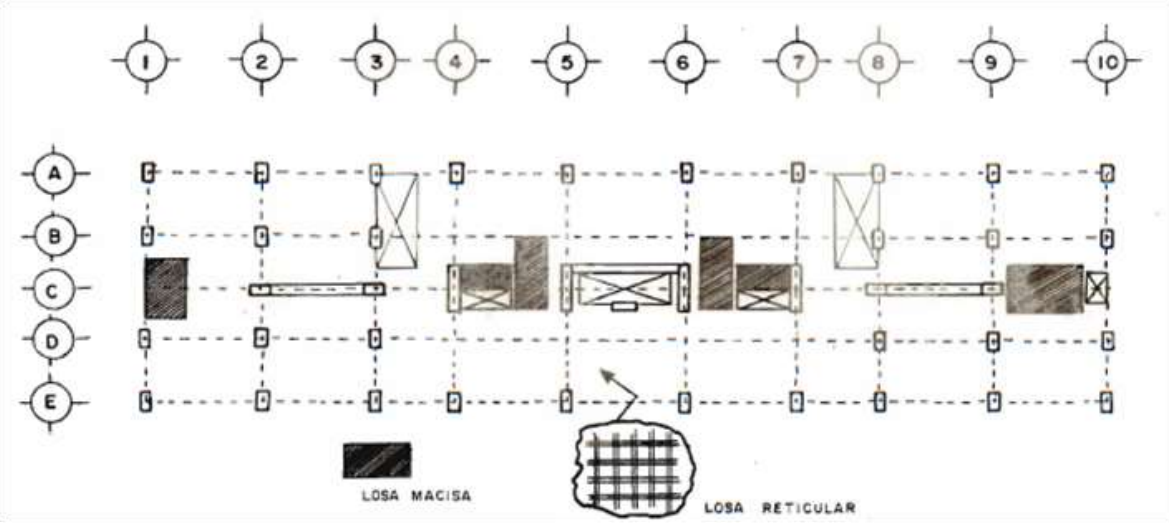

Figura 2. Características de la losa (Tena 1986)

Las columnas disponían de una sección de 30 x 70 cm en planta baja y estaban orientadas primordialmente para resistir el sismo en la dirección este-oeste (donde la planta era más corta), aunque en el marco central (eje C) estaban orientadas para resistir el sismo en la dirección norte-sur. Los claros existentes entre ejes de columnas eran de 6.30 m y 4.50 m en la dirección norte-sur (dirección X) y de 3.45, 2.80 y 5.60 m en la dirección este-oeste (dirección Y).

El sistema resistente ante cargas laterales lo componen, el marco equivalente "rígido" formado por las columnas y la losa plana aligerada, con la ayuda de los muros de cortante, trabes peraltadas en fachadas y contratrabes de concreto. Su distribución en planta se muestra en las figuras 3 y 4, que corresponden a las plantas de planta baja al quinto piso y del sexto al último piso, respectivamente.

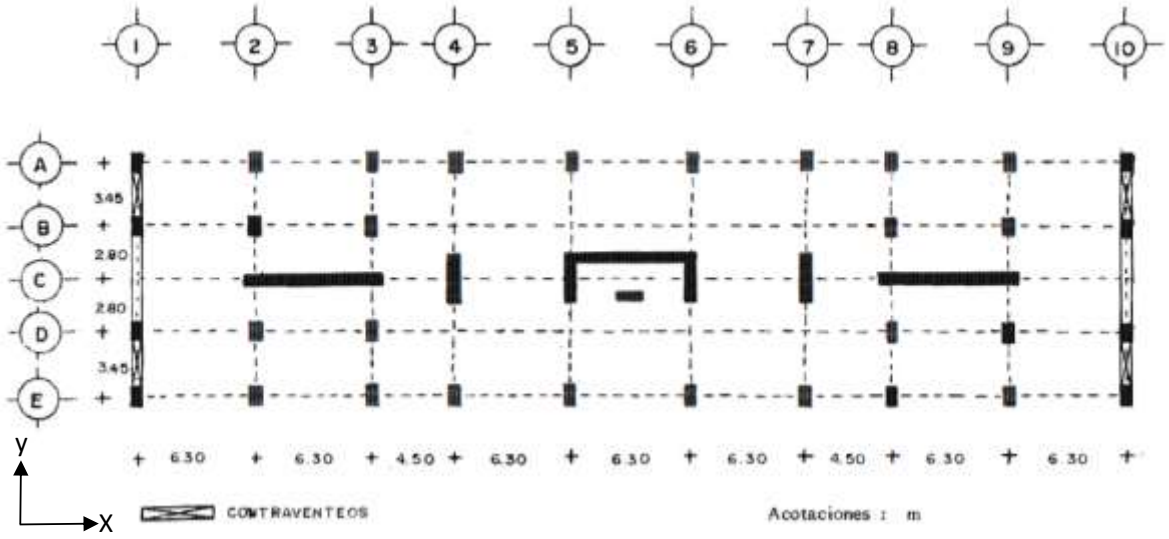

Figura 3. Elementos resistentes, planta baja a quinto piso (Tena 1986)

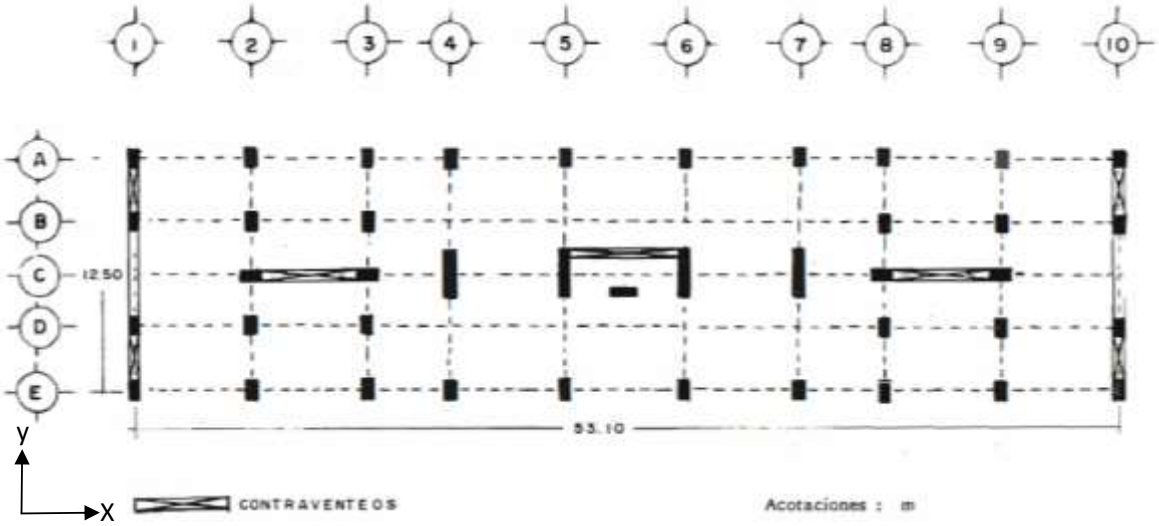

Figura 4. Elementos resistentes, sexto piso a último piso (Tena 1986)

Los marcos exteriores de fachada de los ejes A y E, cuentan con trabes de pretil con un peralte de 85 cm, las cuales incrementan la rigidez ante fuerzas laterales en estos marcos; sin embargo, confinan a las columnas de tal manera que restringen su longitud efectiva de deformación lateral, produciéndose el efecto denominado como columnas cortas. Esto hace necesario detallar adecuadamente dichas columnas para que resistan el incremento de la fuerza cortante a que se verán sometidas.

Asimismo, el marco central del eje C fue dispuesto para aumentar la rigidez de la estructura en esta dirección.

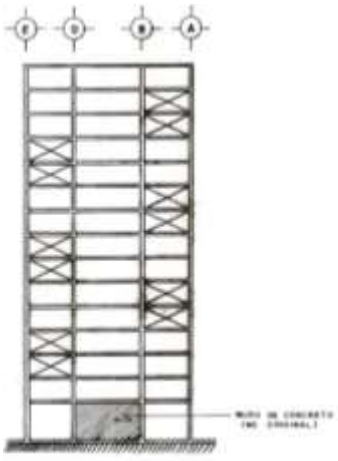

Figura 5. Marcos exteriores ejes 1 y 10 (Tena 1986)

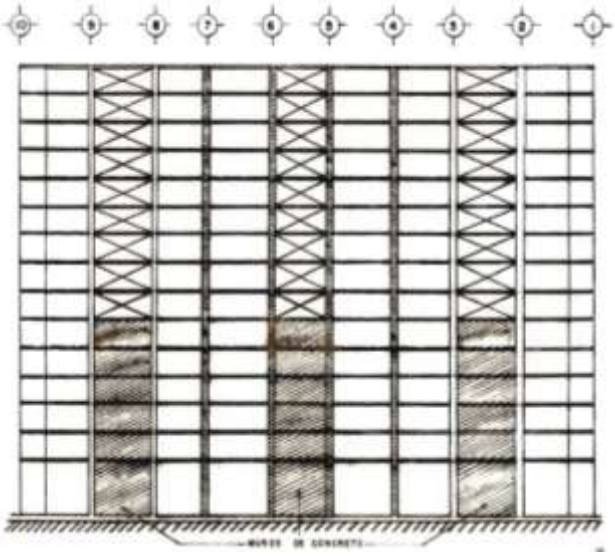

Figura 6. Marco del eje C (Tena 1986)

Estructuración del edificio

A partir de la información de geometría estructural obtenida de Tena (1986), y auxiliándose de la información que se puede obtener de manera visual a partir de las fotografías de la misma fuente, se ha completado de manera aproximada el diseño original del edificio.

Materiales

Las propiedades de los materiales empleados en la construcción del edificio fueron tomadas de los valores de referencia que se establecían en los reglamentos RCDF-1942 y RCDF-1966, que son muy similares entre sí.

Geometría estructural

El edificio estaba estructurado con base en losas planas aligeradas sin capiteles ni ábacos. El peralte de la losa era de 28 cm, con bloques de concreto ligero como aligeramiento. Las nervaduras se encontraban espaciadas a 40 cm generalmente.

Figura 7. Losa plana aligerada

El sistema de piso estaba apoyado sobre columnas principalmente, aunque también hay muros de concreto y muros de mampostería de bloque con contravientos de concreto como se muestra en la figura 8.

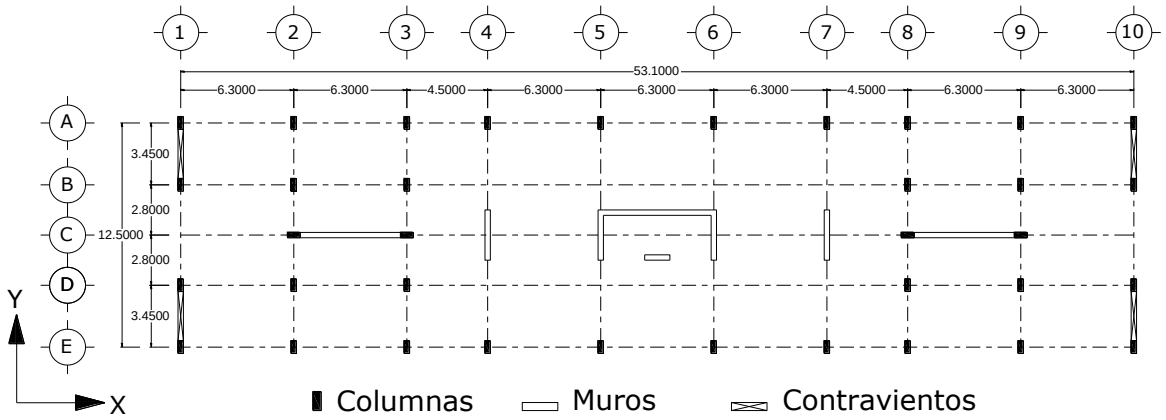

Figura 8. Planta tipo del edificio en estudio

La sección transversal de las columnas era rectangular y cambiaba dimensiones con la altura: a) 30x70 cm para los entrepisos 1 (o PB) y 2, b) 30x60 cm para los entrepisos 3 a 6, c) 30x50 para los entrepisos 7 al 9, d) 23x40 para los entrepisos 10 y 11, e) 23x35 para los entrepisos 12 y 13 y, f) 23x25 para el entrepiso 14.

Los muros estaban ubicados como se muestra en la planta de la figura 8. No se cuenta con información específica sobre los espesores de los muros, así que se han supuesto de un espesor de 30 cm. Tampoco se cuenta con información precisa de los contravientos, los cuales se encontraban ubicados en los ejes C, 1 y 10, como se muestra en la figura 9.

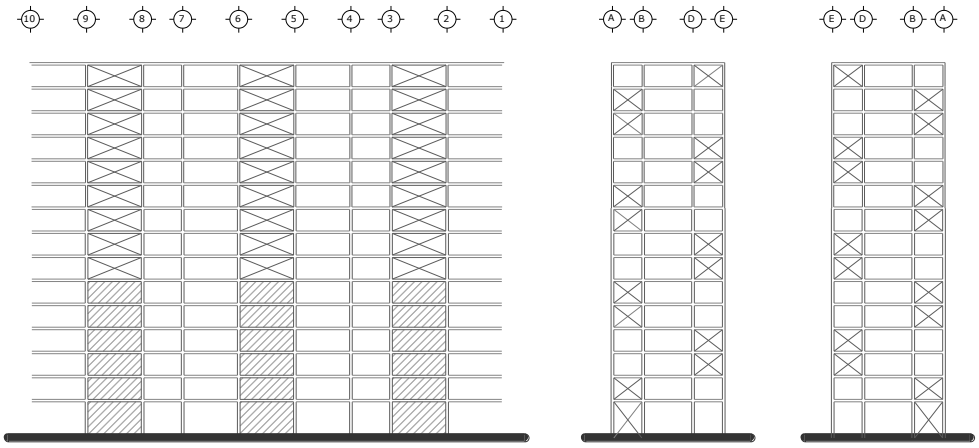

Figura 9. Elevaciones de los ejes C, 1 y 10

Las secciones transversales de columnas, muros y contravientos empleadas en este estudio se presentan en la figura 10.

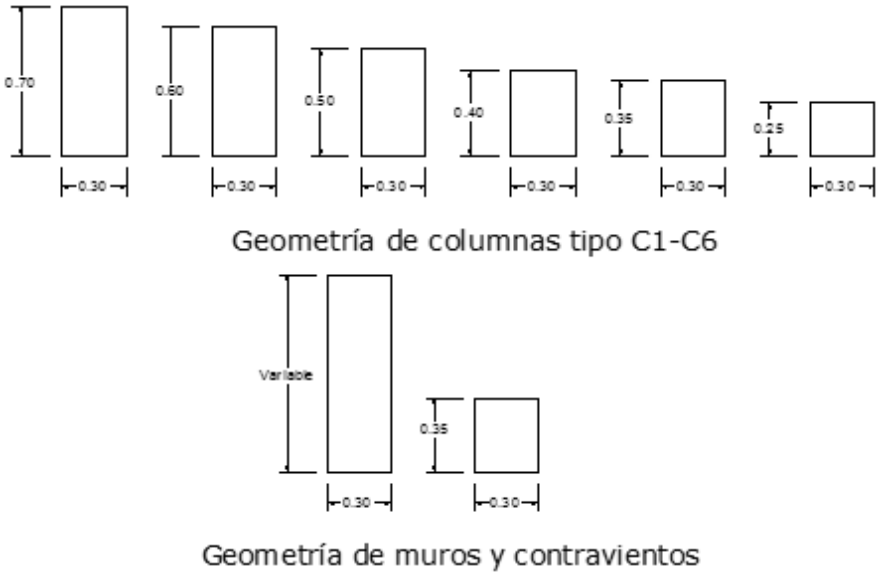

Figura 10. Secciones transversales de columnas, muros y contravientos

Análisis y diseño estructural

Al carecer de la información precisa del diseño o de planos estructurales originales, para intentar determinar el refuerzo que probablemente debió tener el diseño original del edificio en estudio, se realizó un análisis estructural con los lineamientos que, en su tiempo, rigieron al diseño.

1. El análisis del edificio en general se realizó en el plano y con el apoyo del software SAP2000, pero teniendo en cuenta lo siguiente: a) no se consideraron deformaciones por cortante en vigas y columnas, b) las zonas rígidas se debieron exclusivamente a las propuestas para el diseño de la losa reticular conforme al método del marco equivalente, etc.

2. Los muros se idealizaron como puntales equivalentes, de acuerdo con el modelo propuesto por Holmes (1961).

3. Las fuerzas sísmicas fueron estimadas considerando una distribución lineal desde la base hasta el último nivel, siendo su valor el producto del peso del edificio al nivel considerado por un coeficiente sísmico igual a 0.08 (análisis sísmico estático).

4. Para realizar el análisis estructural fue necesario idealizar a la losa reticular aligerada por medio de "vigas equivalentes", las cuales se determinaron mediante el método de la estructura equivalente de las NTCC-04 (2004), el cual consiste en dividir a la estructura en un sistema de marcos cuyas trabes son franjas de losa comprendidas mediante anchos efectivos, en función de las dimensiones de la columna sobre la cual se apoya la losa (González y Robles 2005). Las secciones efectivas obtenidas se ilustran esquemáticamente en la figura 11.

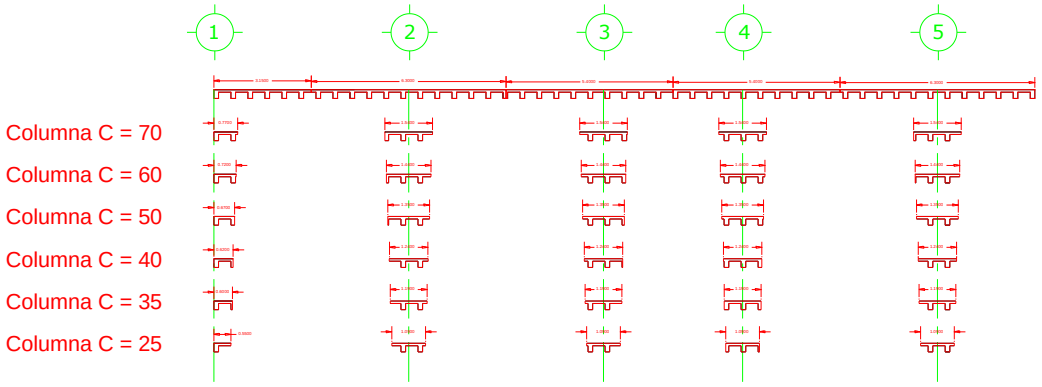

Figura 11. Secciones efectivas de las "vigas equivalentes"

5. El edificio fue revisado para la combinación de 1.1 (Carga Muerta + Carga Viva instantánea + Sismo) en la dirección correspondiente, de acuerdo a la dirección en estudio.

6. Para conocer las propiedades dinámicas de la estructura se modeló además en el espacio; esto con la finalidad de poder calibrar posteriormente el modelo para análisis no lineal del software Drain-2DX (Prakash et al. 1992) con los resultados obtenidos con el software SAP2000.

7. Diseño estructural. La filosofía de diseño implantada para el diseño fue de resistencia última, ya que a pesar de que en su tiempo el reglamento de construcción estaba basado en el diseño por esfuerzos permisibles, se consideraron criterios de diseño adaptados de otros reglamentos como el ACI de 1956 y 1963 (Rosenblueth 1964).

8. El diseño estructural de columnas, "vigas equivalentes", muros y contravientos se realizó de acuerdo con las NTCC-04 (2004), dado que el bloque equivalente de esfuerzos de las NTCC-04 es más parecido al que se emplea en el ACI-530 desde hace décadas, como se discute en Luna y Tena (2002). Los resultados del análisis modal y sísmico se resumen en las tablas 1 a 3 y en las figuras 12 a 14.

Tabla 1 Pesos, fuerza cortante, periodos y modos de vibrar del edificio

Entrepiso	Masa [t-cm/s2]	Cortante [t]	Modo	Periodo [s]	Modo
14	0.64	91.99	1	2.37	Traslación Y
13	0.64	178.38	2	1.96	Torsión
12	0.64	258.40	3	1.75	Traslación X
11	0.64	332.37	4	0.69	Traslación Y
10	0.64	399.94	5	0.57	Torsión
9	0.66	462.41	6	0.46	Traslación X
8	0.66	518.35	7	0.33	Traslación Y
7	0.66	567.75	8	0.29	Torsión
6	0.68	612.36	9	0.27	Traslación X
5	0.68	650.15	10	0.21	Traslación Y
4	0.68	681.15	11	0.19	Torsión
3	0.68	705.34	12	0.19	Traslación X
2	0.69	722.91	13	0.19	Traslación Y
1	0.75	734.5	14	0.19	Torsión

Tabla 2 Tipificación general de las columnas

	a [cm]	b [cm]	r [cm]	As #8
C1	23.0	25.0	3.5	6
C2	23.0	35.0	3.5	6
C3	23.0	40.0	3.5	8
C4	30.0	50.0	3.5	12
C5	30.0	60.0	3.5	14
C6	30.0	70.0	3.5	16

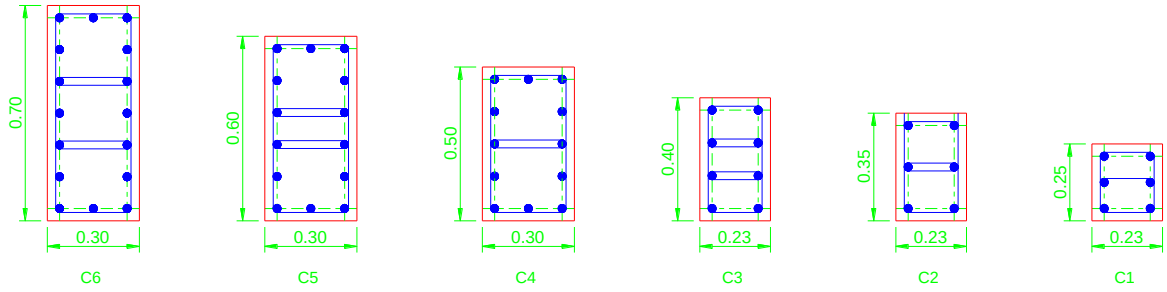

Figura 12. Sección transversal de las columnas (geometría y refuerzo por flexión)

Tabla 3 Tipificación general del vigas

	b [cm]	h[cm]	r[cm]	As(-) ext [# No 6]	As(+) ext [# No 6]	As(-) cent [# No 6]	As(+) c ent [# No 6]
V1R1	30	85	7.5	4	4	4	4
V1R2	30	85	7.5	5	4	4	4
V1R3	30	85	7.5	8	6	4	4
V2R1	70	28	3	12	8	8	8
V2R2	70	28	3	12	6	4	6
V2R3	70	28	3	8	8	8	8
V2R4	70	28	3	6	6	6	6
V3R1	65	28	3	10	8	4	4
V4R1	60	28	3	10	10	6	6
V5R1	55	28	3	10	8	5	5
V5R2	55	28	3	10	8	4	4
V6R1	50	28	3	10	10	10	10
V6R2	50	28	3	6	4	4	4
V6R3	50	28	3	10	6	4	6
V6R4	50	28	3	8	8	8	8
V6R5	50	28	3	6	6	6	6
V6R6	50	28	3	8	4	4	4
V6R7	50	28	3	8	4	8	4

V7R1	45	28	3	8	8	6	6
V7R2	45	28	3	8	8	8	8
V7R3	45	28	3	5	4	4	4
V7R4	45	28	3	6	4	4	4
V8R1	40	28	3	4	4	4	4
V8R2	40	28	3	8	4	4	4
V9R1	30	28	3	4	4	4	4
V9R2	30	28	3	5	4	4	4

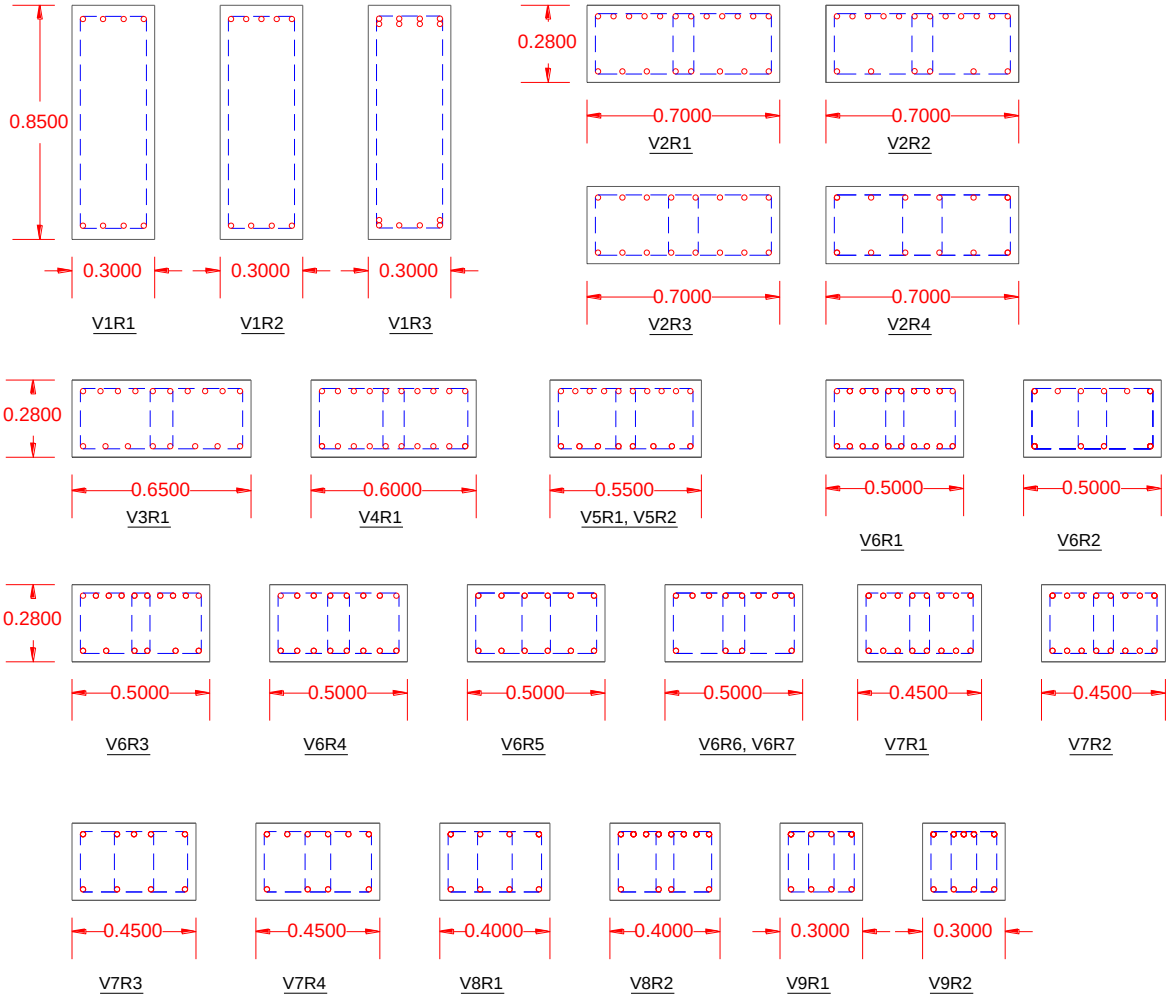

Figura 13. Sección transversal de las "vigas equivalentes"

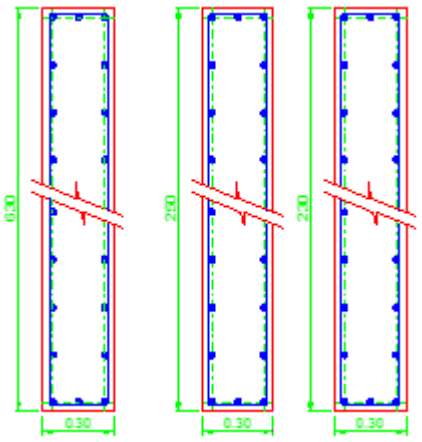

Figura 14. Sección transversal de los "puntales equivalentes" y el contraviento

DISEÑO CONFORME A LAS NTC-2004 Y A LA PRÁCTICA PROFESIONAL PROMEDIO, EXCLUYENDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El objetivo fue mantener una estructuración lo más parecido posible al original. Se modificaron las secciones transversales de las columnas, muros así como el peralte de las nervaduras y el espesor del firme, naturalmente las cuantías de refuerzo son mayores a las originales.

Las modificaciones en la estructuración fueron las siguientes:

1. Todos los contravientos originales fueron remplazados por muros de concreto.
2. El peralte de la losa paso de 28 a 45 cm, 5 cm de firme y 40 cm de nervadura, mientras que la base de la nervadura tipo se consideró de 25 cm.
3. Para rigidizar la estructura en dirección del lado corto se reforzó con muros en los ejes 3 Y 8.

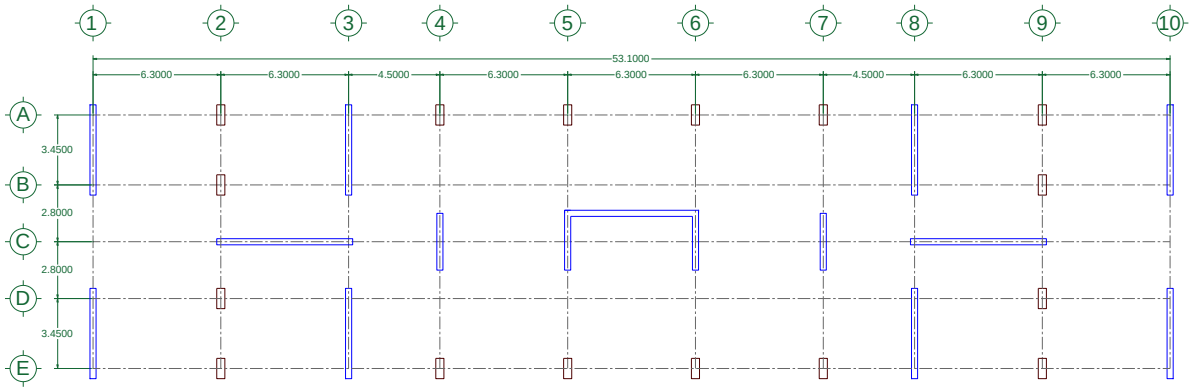

Figura 15. Geometría general de la planta del edificio en estudio.

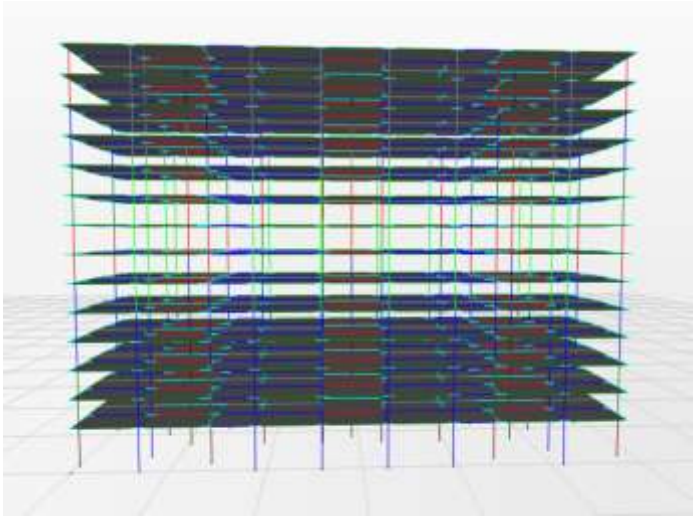

Figura 16. Elevación general del edificio en estudio

Modelado del edificio

El edificio fue modelado en el software SAP-2000 mediante elementos "frame" para columnas y muros idealizados como columnas anchas, y elementos "shell" para el sistema de piso (figura 17).

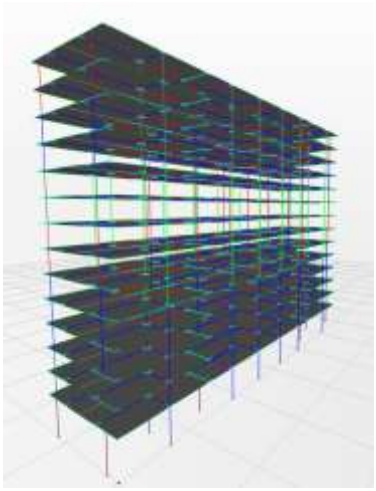

Figura 17. Modelo del edificio en SAP2000

Las consideraciones hechas en el análisis estructural fueron las siguientes:

- Las propiedades de los materiales empleados en el análisis y bajada de cargas son las correspondientes al RCDF-04.

- Resistencias de los materiales f'_c = 300 Kg/cm^2, f_y = 4200 Kg/cm^2, $E = 15{,}000\sqrt{f'_c}$
- El edificio se ubicó en la zona IIIB de la ciudad de México (zona lacustre).
- De acuerdo con la geometría del edificio, se considera un edificio irregular (Q' = 0.8*Q)
- Se pretende diseñar una estructura dúctil y considerar un factor de comportamiento sísmico (Q = 3)
- La distorsión permisible de entrepiso se considera como 0.006h.
- El espectro de diseño sísmico es el mostrado en la figura 18. Para el análisis dinámico modal espectral y considerando zona IIIB, de acuerdo con la sección 3 de las NTCS-04, el espectro de diseño reducido por el factor Q' es el mostrado en la figura 18.

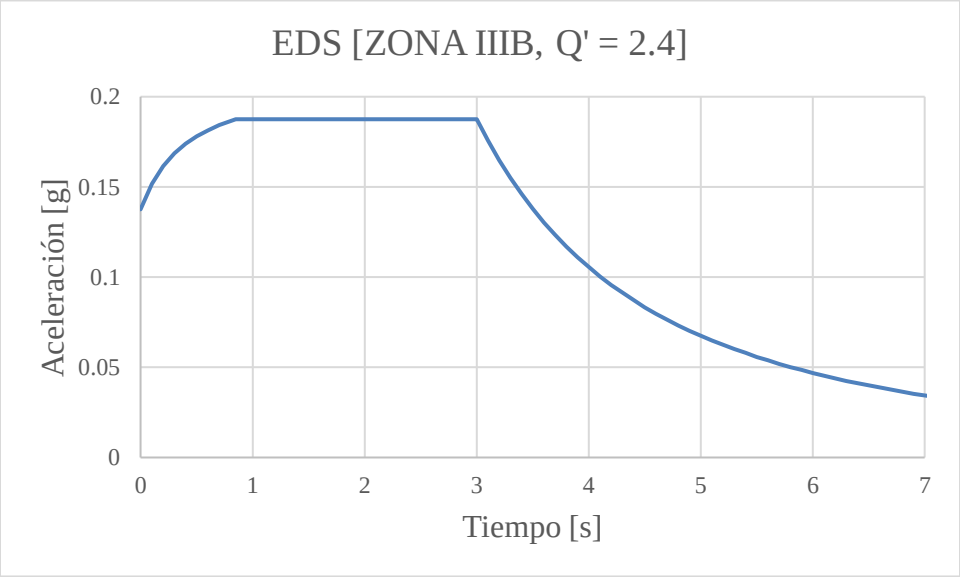

Figura 18. Espectro de diseño reducido por ductilidad para la zona IIIB (amax = 0.1875 g)

- Los muros fueron modelados como una columna ancha equivalente con la geometría del muro (Bazán y Meli 1998, Tena 2007).
- Sistema de piso: El sistema de piso está conformado de una losa nervada en la que se ha propuesto una zona maciza de peralte de 45 cm en una extensión de aproximadamente 65 cm a cada lado medido desde el eje por lo que para modelar la estructura se considera como una zona de rigidez "muy grande" comparada con la zona nervada.
- Se diseñó conforme al cuerpo principal de las NTC-04.

Análisis modal espectral

En la figura 19 se muestran los primeros dos modos de vibrar. El primer modo es de traslación en la dirección del lado corto al que corresponde un 71% de participación de masa, mientras que la deformada del segundo y tercer modo indica una rotación respecto al eje vertical presentando un 32 y 35 % de participación de masa modal respectivamente en traslación en la dirección del lado largo.

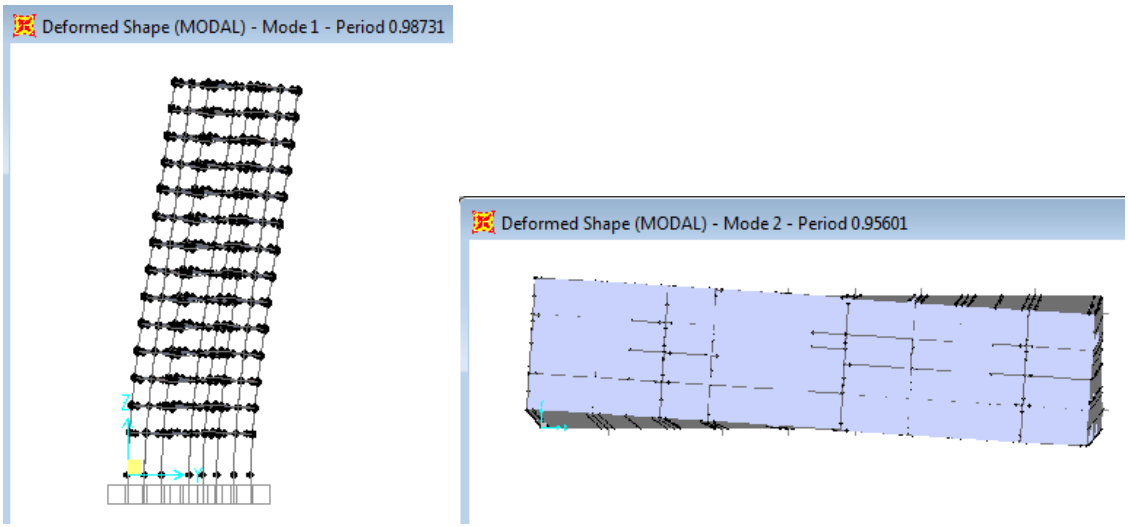

Figura 19. Deformada del primer y segundo modo de vibrar de la estructura

En la tabla 4 se reportan los pesos y masas del edificio por entrepiso. Naturalmente, resultó más pesado que el edificio con el "diseño original", debido al incremento en las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales.

Es importante advertir que la fuerza cortante para este modelo es prácticamente dos veces mayor que la estimada en el edificio original, esto debido a los valores de aceleración correspondientes al espectro de diseño utilizado y al incremento en las cargas gravitacionales ya mencionado en el párrafo anterior.

Tabla 4 Pesos y masas por entrepiso

	Peso por nivel [t]	Masa por nivel [t-cm/s^2]
14	847.00	0.86
13	847.00	0.86
12	871.00	0.89
11	871.00	0.89
10	900.00	0.92
9	900.00	0.92
8	910.00	0.93
7	923.00	0.94
6	928.00	0.95
5	944.00	0.96

4	957.00	0.98
3	967.00	0.98
2	967.00	0.99
1	1097.00	0.99
SUMA	12930	1.12

En la tabla 5 se muestran los periodos del modo 1 al 10, así como la suma en porcentaje de la masa modal participante acumulada.

Tabla 5 Periodos y masas modales acumuladas de la estructura

Modo	Periodo [s]	Masa modal U_X (fracción)	Masa modal U_Y (fracción)
1	0.99	0.00	0.71
2	0.96	0.33	0.71
3	0.93	0.69	0.71
4	0.31	0.69	0.87
5	0.30	0.86	0.87
6	0.26	0.86	0.87
7	0.16	0.87	0.93
8	0.15	0.87	0.93
9	0.13	0.87	0.93
10	0.12	0.93	0.93

De acuerdo con las distorsiones permisibles de las NTCS-04, la estructura se comportó de manera adecuada, estos valores se muestran en la tabla 6.

Tabla 6 Distorsiones de entrepiso

Sismo X		**Sismo Y**	
Nivel	Distorsión	Nivel	Distorsión
Nivel 14	0.005	Nivel 14	0.004
Nivel 13	0.004	Nivel 13	0.004
Nivel 12	0.004	Nivel 12	0.005
Nivel 11	0.005	Nivel 11	0.005
Nivel 10	0.005	Nivel 10	0.005
Nivel 9	0.004	Nivel 9	0.005
Nivel 8	0.005	Nivel 8	0.005
Nivel 7	0.004	Nivel 7	0.005
Nivel 6	0.004	Nivel 6	0.005
Nivel 5	0.004	Nivel 5	0.004

Nivel 4	0.003	Nivel 4	0.004
Nivel 3	0.003	Nivel 3	0.004
Nivel 2	0.002	Nivel 2	0.003
Nivel 1	0.002	Nivel 1	0.003

Resumen del diseño

A partir de los resultados del análisis estructural, se procedió al diseño de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y muros. Dado que el valor del factor de comportamiento sísmico fue considerado 3 se han de tomar en cuenta las disposiciones y requisitos para estructuras dúctiles (sección 7 de las NTCC-04).

Diseño de vigas

Las vigas "equivalentes" fueron revisadas por flexión de acuerdo con la sección 2.2.4 de las NTCC-04. Las dimensiones propuestas, así como el refuerzo, son resultado de una serie de iteraciones en la que se buscó que todas las secciones fueran resistentes a flexión. Para fines de este trabajo nos interesa reportar el refuerzo en los extremos de las vigas, por lo que en la tabla 7 se reporta la tipificación general de algunas de las vigas y el refuerzo requerido en los extremos de las mismas; esta tabla se trabajará de manera conjunta con la figura 20, en la cual se muestra la misma información de manera gráfica, y con las figuras 22, 23, 24 y 27 en las que se muestra la distribución de estas secciones.

La revisión por fuerza cortante se realizó de acuerdo con la sección 7.2.4 de las NTCC-04.

Tabla 7 Tipificación de algunas vigas "equivalentes"

	b superior (losa), [cm]	b inferior (nervadura), [cm]	h [cm]	A_s, [cm2]	A_s', [cm2]
Eje A – tipo I	127	55	45	12	10
Eje A – tipo II	127	55	45	12	13
Eje B – tipo I	195	60	45	12	10
Eje B – tipo II	195	60	45	12	20
Eje C	165	60	45	18	22
Eje 1	100	100	45	70	81
Eje 2 – tipo I	185	65	45	35	38
Eje 2 – tipo II	185	90	45	47	94
Eje 3	155	155	45	121	121
Eje 4 – tipo I	165	65	45	42	49
Eje 5	165	100	45	51	81

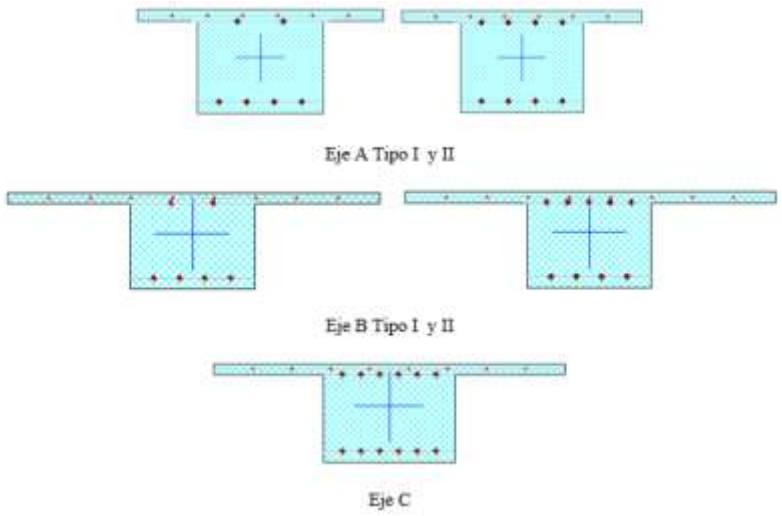

Figura 20. Secciones tipo de vigas (refuerzo por flexión) en dirección del lado largo

Diseño de columnas y muros

Las columnas fueron diseñadas de acuerdo con la sección 7.3.2.2 de las NTCC-04. Se puede notar que las secciones son rectangulares, esto para proveer de más rigidez lateral en el lado corto de la estructura.

Los muros resultaron muy demandados por momento y corte en la dirección paralela a su plano, y relativamente bajo demandados en la dirección perpendicular a su plano. Estos fueron modelados como columnas anchas y, de igual forma fueron diseñados.

En la tabla 8 se indica la tipificación de columnas en el edificio, la cual se trabaja de manera conjunta con las figuras 21, 25, 26 y 28 donde se muestran de manera gráfica la sección transversal de las columnas y muros tipo y su distribución en cada marco.

La revisión por corte se realizó con base en la sección 7.3.5.1 de las NTCC-04.

Tabla 8 Tipificación de algunas columnas y muros

Columna / Muro	a_X [cm]	a_Y [cm]	A_s [cm2]
C30x40	30	40	29
C40x60	40	60	94
C50x80	50	80	142
M 630x40	630	40	233
M 630x50	630	50	233
M 630x60	630	60	456
M 345x30	345	30	406
M 345x35	345	35	496
M 280x25	280	25	106
M 280x30	280	30	158

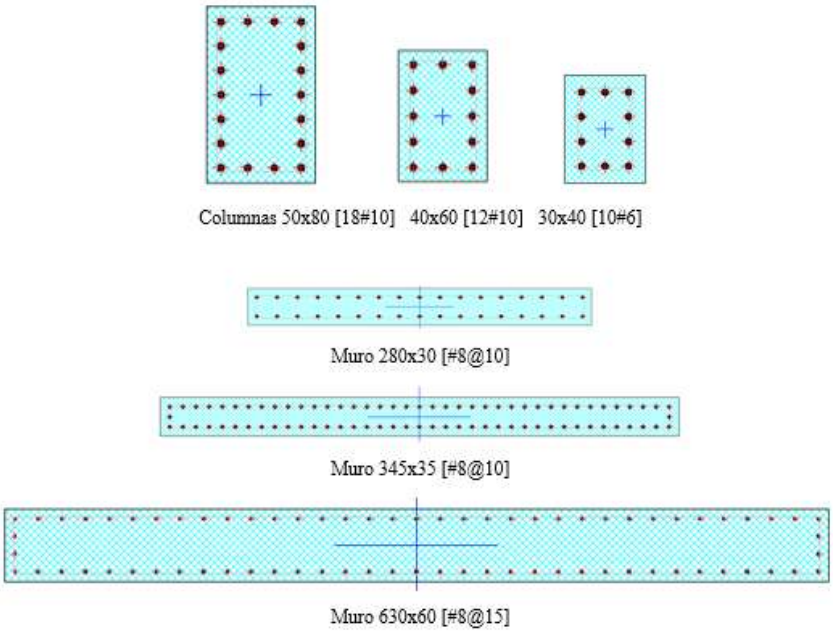

Figura 21. Secciones tipo de algunas columnas y muros (refuerzo por flexión)

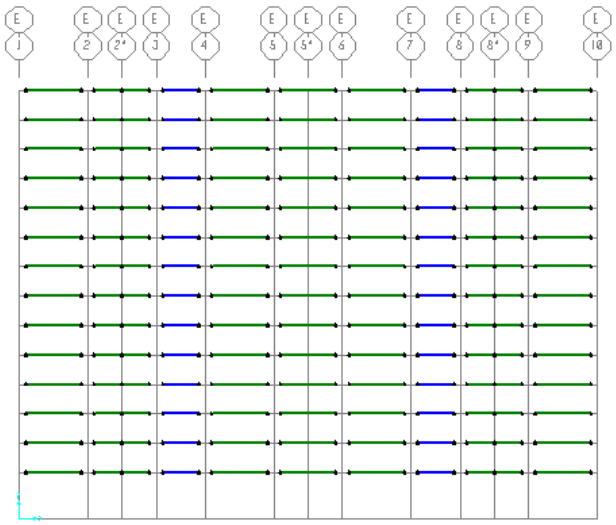

Figura 22. Distribución de vigas tipo (ejes A y E)

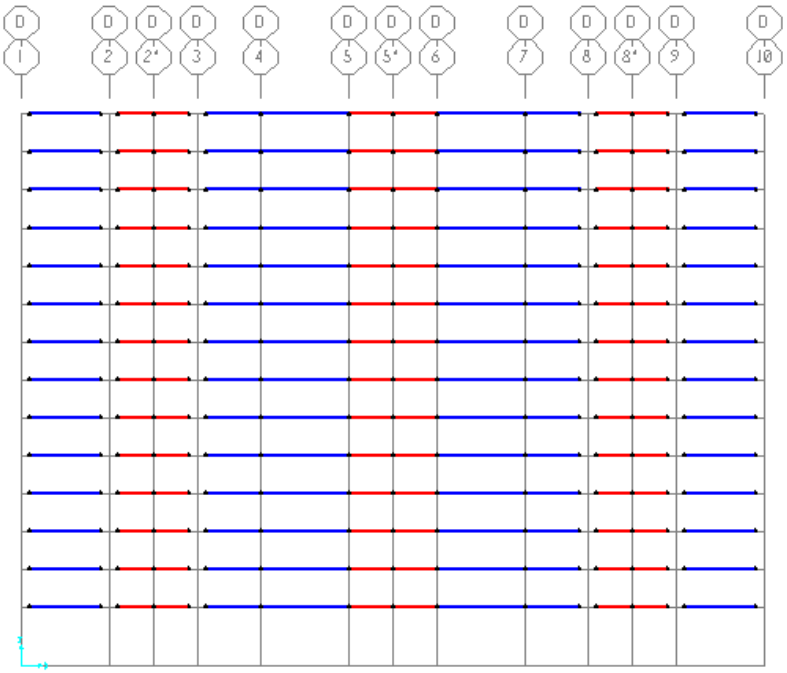

Figura 23. Distribución de vigas tipo (ejes B y D)

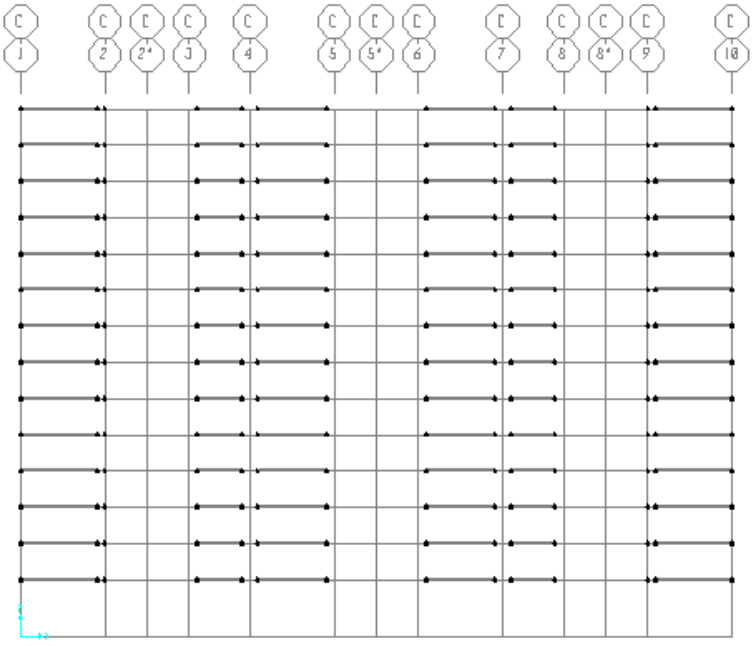

Figura 24. Distribución de vigas tipo (eje C)

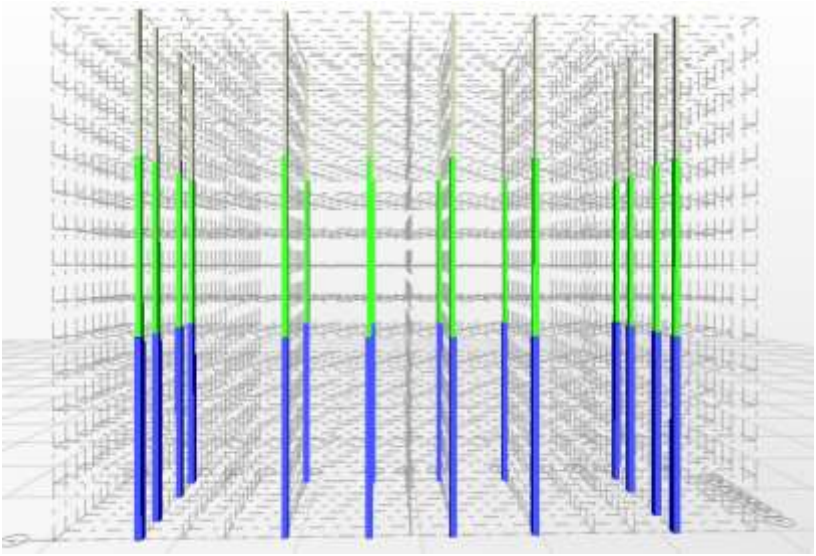

Figura 25. Distribución de columnas tipo

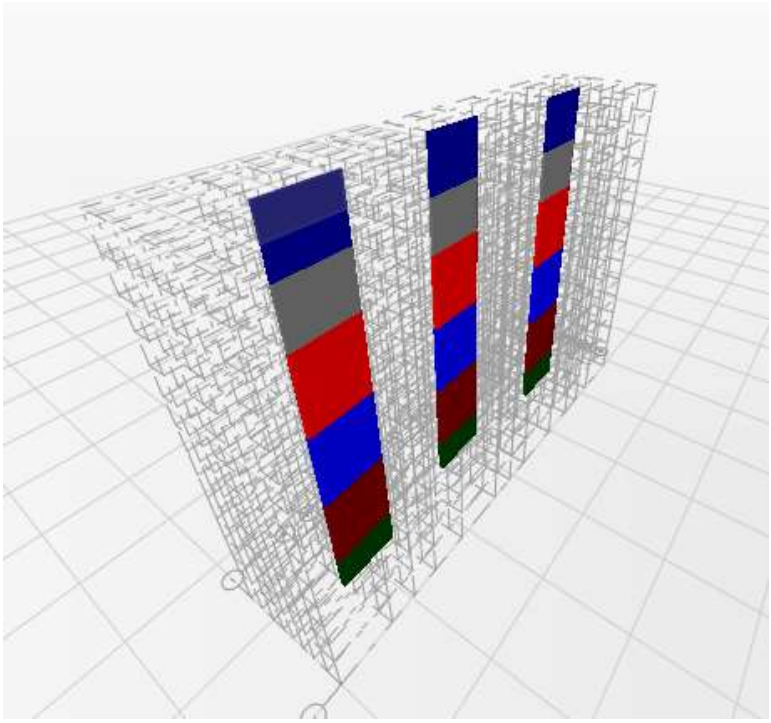

Figura 26. Distribución de muros tipo (eje C)

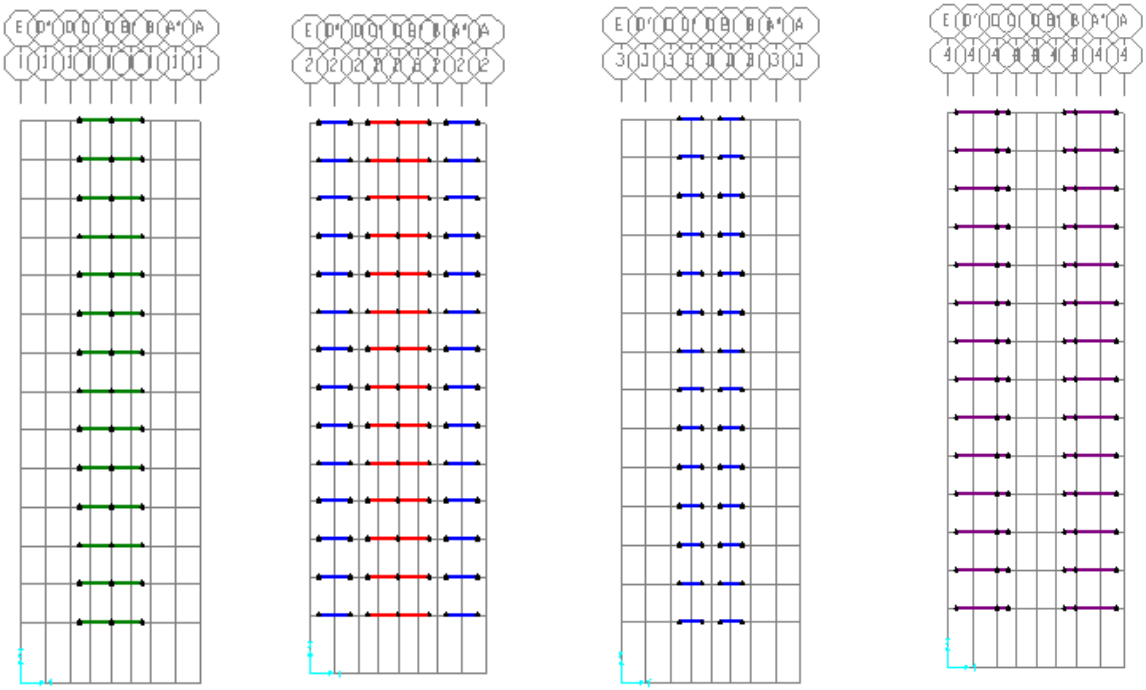

Figura 27. Distribución de vigas tipo (ejes 2, 3, 4, 5)

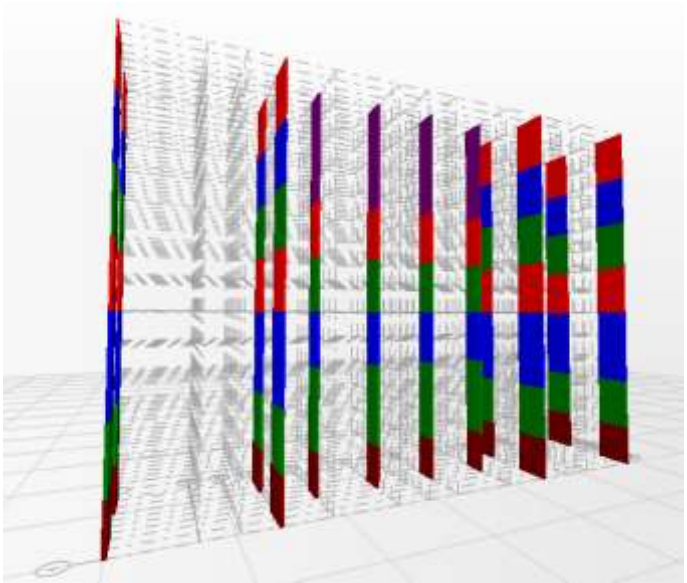

Figura 28. Distribución de muros orientados para resistir el sismo en dirección del lado corto

MODELADO DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS PARA ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Se evaluó el comportamiento sísmico de los dos modelos diseñados, mediante un análisis paso a paso no lineal. Se utilizó el programa DRAIN 2DX (Prakash *et al.* 1992) para el primer modelo el cual fue analizado en el plano y el SAP2000 para el segundo modelo tomando en cuenta que fue modelado en el espacio. El edificio fue modelado en el plano ligando los marcos dispuestos en la dirección en estudio, tomando en cuenta la hipótesis de que el sistema de piso constituye un diafragma rígido que distribuye las fuerzas laterales en los marcos de acuerdo a su rigidez lateral. En los análisis se despreció la interacción suelo-estructura y se consideraron los efectos P-Delta.
La estructura idealizada físicamente se vería como se muestra en la figura 29 para el análisis del modelo en dirección N-S.

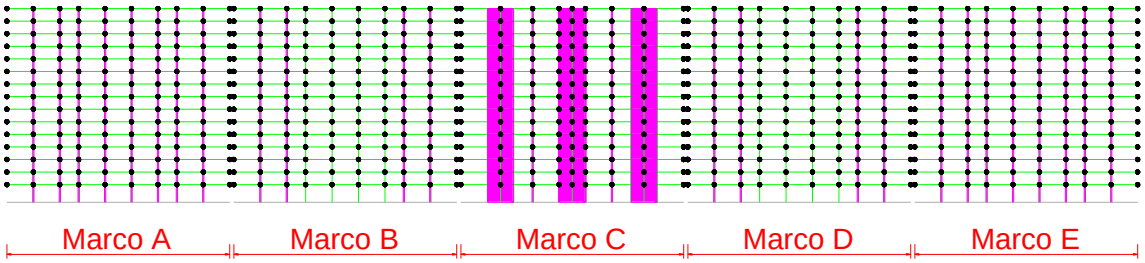

Figura 29 Modelo estructural idealizado del edificio en dirección N-S

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Para el análisis dinámico no lineal se utilizaron dos registros de aceleración sintéticos para la estación 08, ubicada en Tlatelolco, que fueron generados por Godínez (2005) para un sismo de M_s = 8.1 procedente de las costas de Michoacán con el epicentro ubicado en el sitio donde se generó el sismo del 19 de septiembre de 1985, conforme al procedimiento que se detalla en Godínez *et al.* (2013).

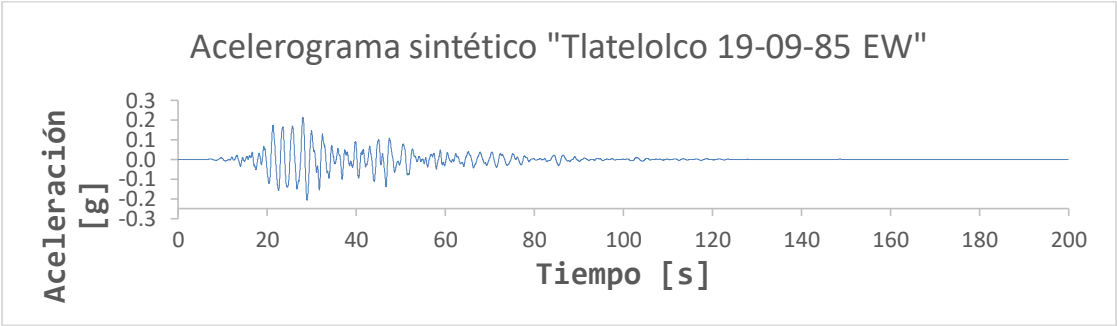

Figura 30 Acelerograma sintético en la dirección E-W correspondiente al efecto estimado en la zona de Tlatelolco durante un sismo similar al del 19 de septiembre de 1985

Los parámetros dinámicos estudiados fueron principalmente las curvas de histéresis de entrepiso, que relacionan la distorsión con el cortante de entrepiso. Nos permiten saber si la estructura se comportó dentro de un intervalo elástico o inelástico. Ambos parámetros se presentan normalizados, el cortante con respecto al peso total de la estructura y la distorsión normalizada con respecto a la altura de. Por facilidad de graficación e interpretación, ambas parámetros se presentan en porcentajes (evitando exceso de ceros asociados a cifras decimales). También se grafican las historias de distorsión contra el tiempo, para poder mostrar claramente cuando se presenta numéricamente un colapso.

Comportamiento del "diseño original" del edificio

Los resultados de las simulaciones dinámicas para los modelos que representan al "diseño original" del edificio ante la acción de los registros de aceleración simulados para Tlatelolco para un sismo similar al del 19 de septiembre de 1985 se presentan en las figuras 31 a 36 cuando se consideran resistencias nominales. En dichas figuras se presenta el detalle de la respuesta dinámica de los primeros once entrepisos para cada marco, más su respuesta global, presentando por una parte la historia de las distorsiones de entrepiso expresadas en porcentaje contra el tiempo, así como su respectivas historias de histéresis cortante de entrepiso normalizado versus distorsiones de entrepiso, también expresadas en porcentaje.

De la observación de las figuras 31 a 33, que corresponden a los resultados de los análisis de los marcos esbeltos en dirección Y, se establece que el análisis dinámico no lineal sugiere un colapso prácticamente instantáneo, si se consideran resistencias nominales de los elementos estructurales exclusivamente. Se observa que se produce una inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso, debido a tres poderosas razones: (1) la resistencia lateral provista en el diseño era muy baja, (2) el periodo fundamental de la estructura en esa dirección (T=2.37s) está muy cerca del periodo donde se lleva a la estructura a una posible resonancia estructural, según se puede observar de los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y, (3) se presentaron efectos P-Delta en los marcos, exacerbados debidos a su esbeltez.

De la observación de las figuras 35 a 36, que corresponden a los resultados de los análisis de los marcos largos en dirección X, donde se presentaron daños muy severos y columnas cortas durante los sismos de 1985 (Tena 1986), se confirma que se debería esperar un colapso si se consideran resistencias nominales de los elementos estructurales exclusivamente, aunque en este caso el colapso ocurriría aproximadamente a los 20 segundos de iniciarse la respuesta dinámica. Las razones son similares a las anteriormente enunciadas.

Conforme a los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales, se puede concluir que el colapso del Edificio debía esperarse durante los sismos de 1985, a pesar de haber sido diseñado conforme al reglamento de diseño por sismo vigente en la época, por la sencilla razón que las demandas por sismo ahí consideradas (pseudo aceleración de diseño considerada igual a 0.08g) fueron enormemente rebasadas durante los sismos de septiembre de 1985, particularmente porque el edificio era muy flexible y sus periodos fundamentales de vibrar en cada dirección se encontraban cerca de la zona de resonancia.

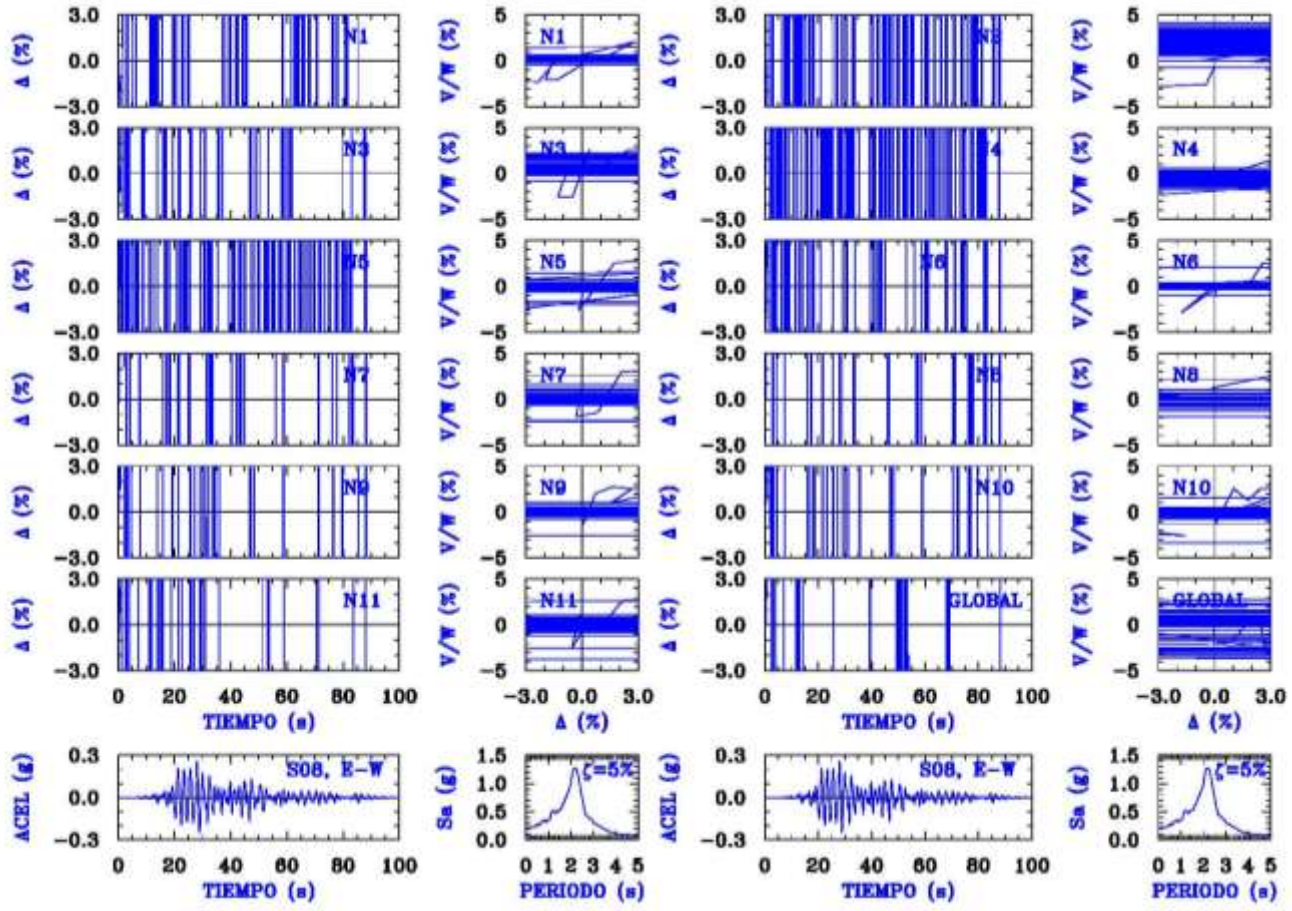

Figura 31 Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 1 y 10 (dirección Y) del "diseño original" del edificio ante el registro S08-EW

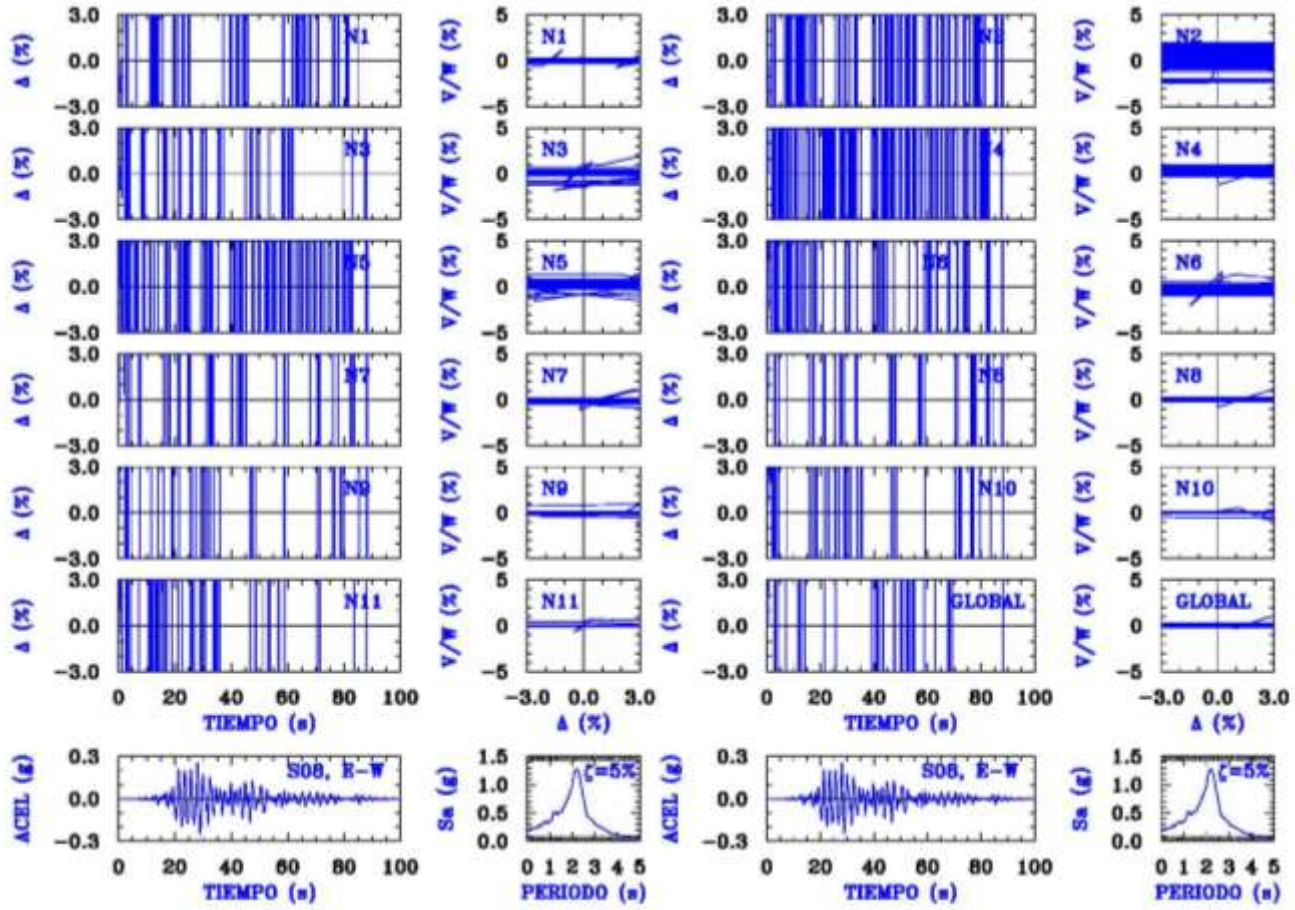

Figura 32 Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 3 y 8 (dirección Y) del "diseño original" del edificio ante el registro S08-EW

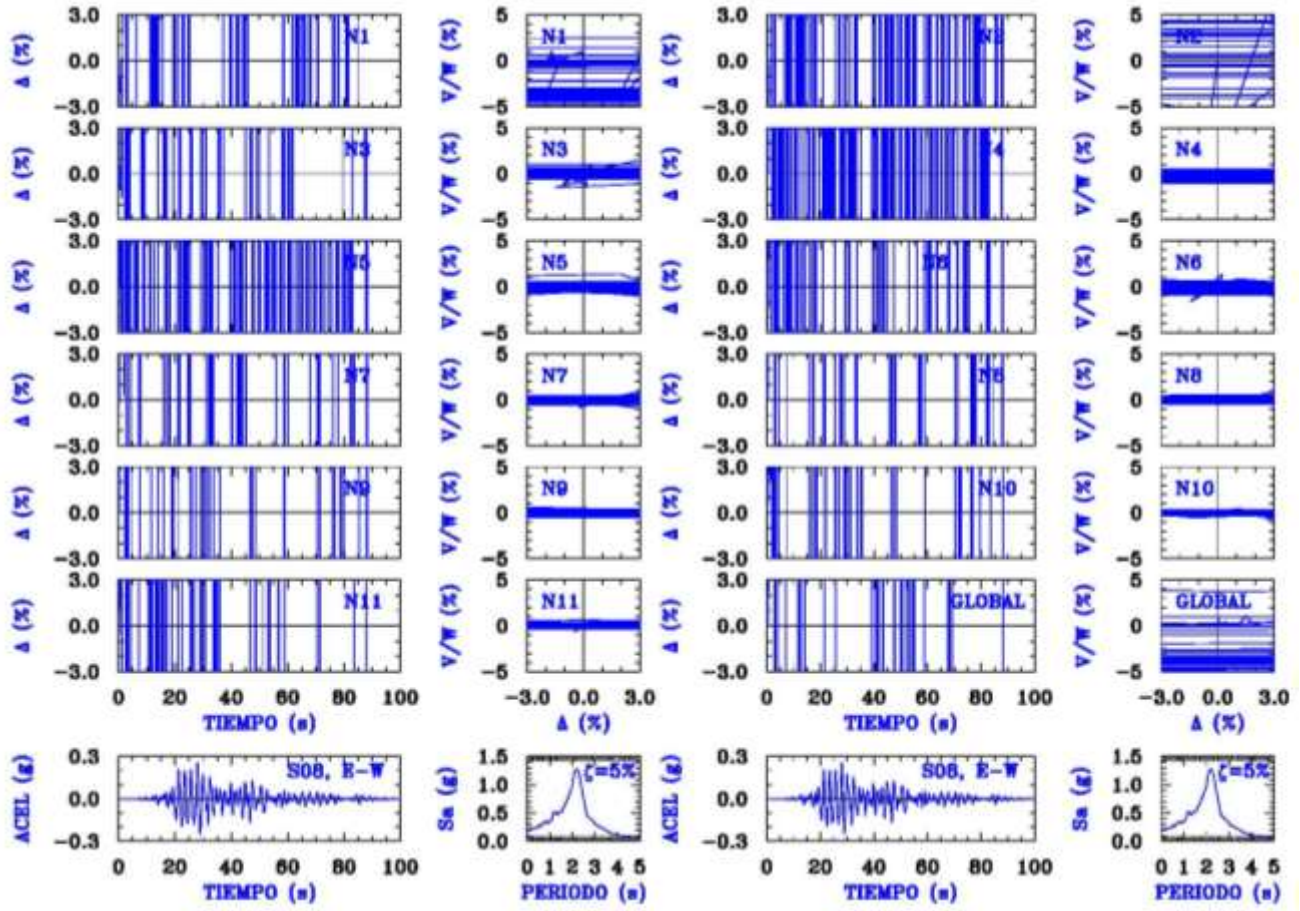

Figura 33 Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 5 y 6 (dirección Y) del "diseño original" del edificio ante el registro S08-EW

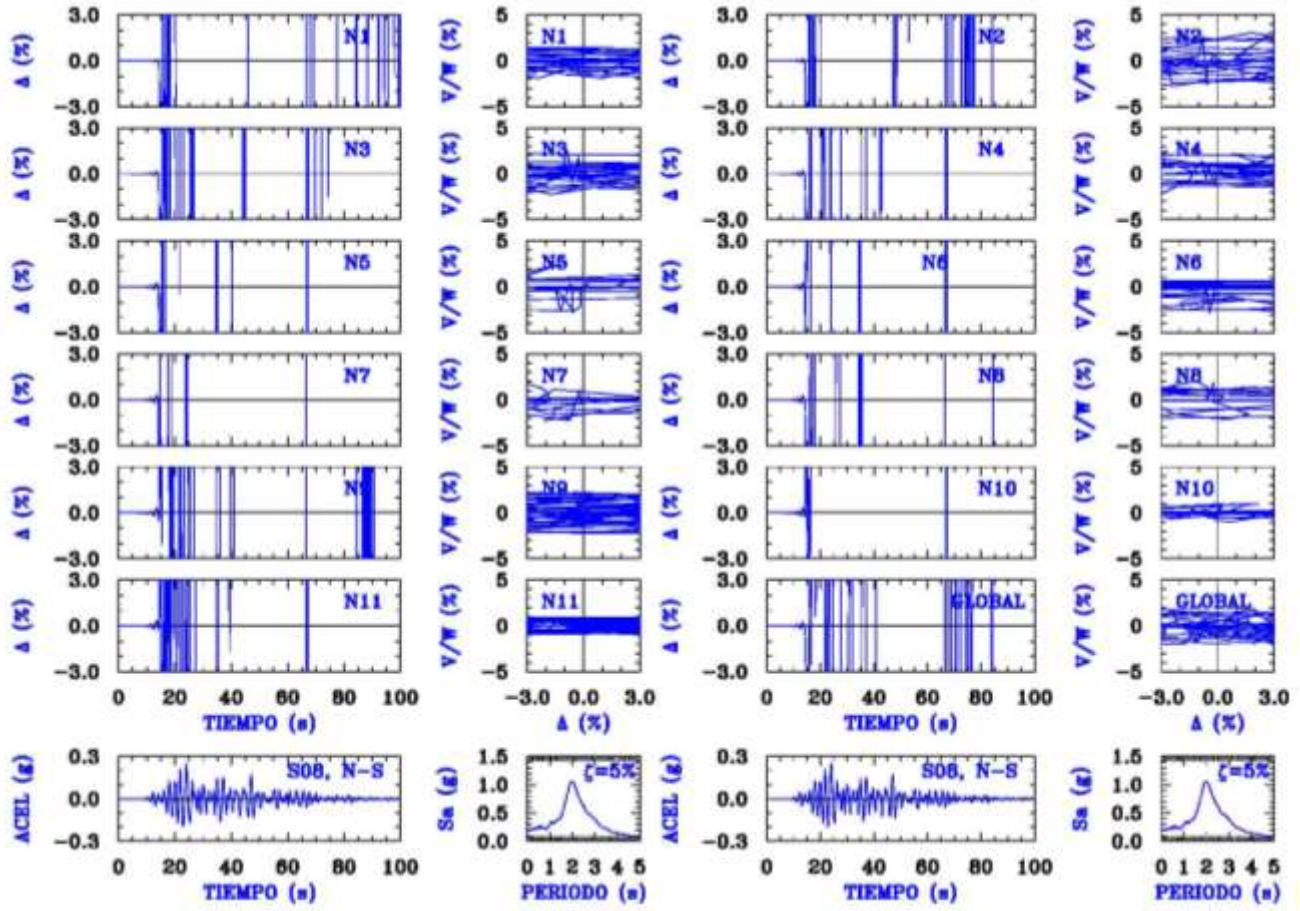

Figura 34 Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos largos A y E (dirección X) del "diseño original" del edificio ante el registro S08-NS

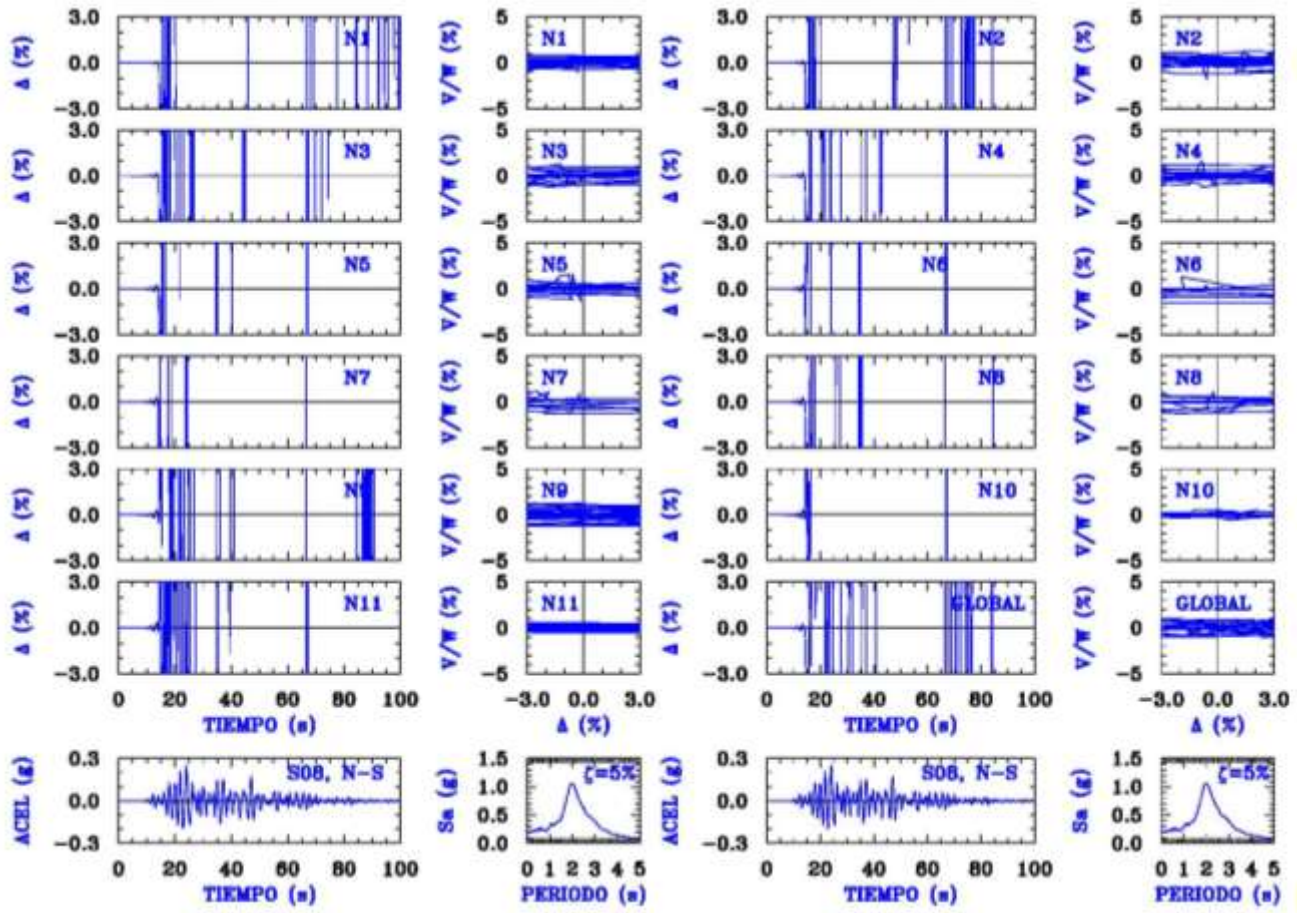

Figura 35 Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos largos B y D (dirección X) del "diseño original" del edificio ante el registro S08-NS

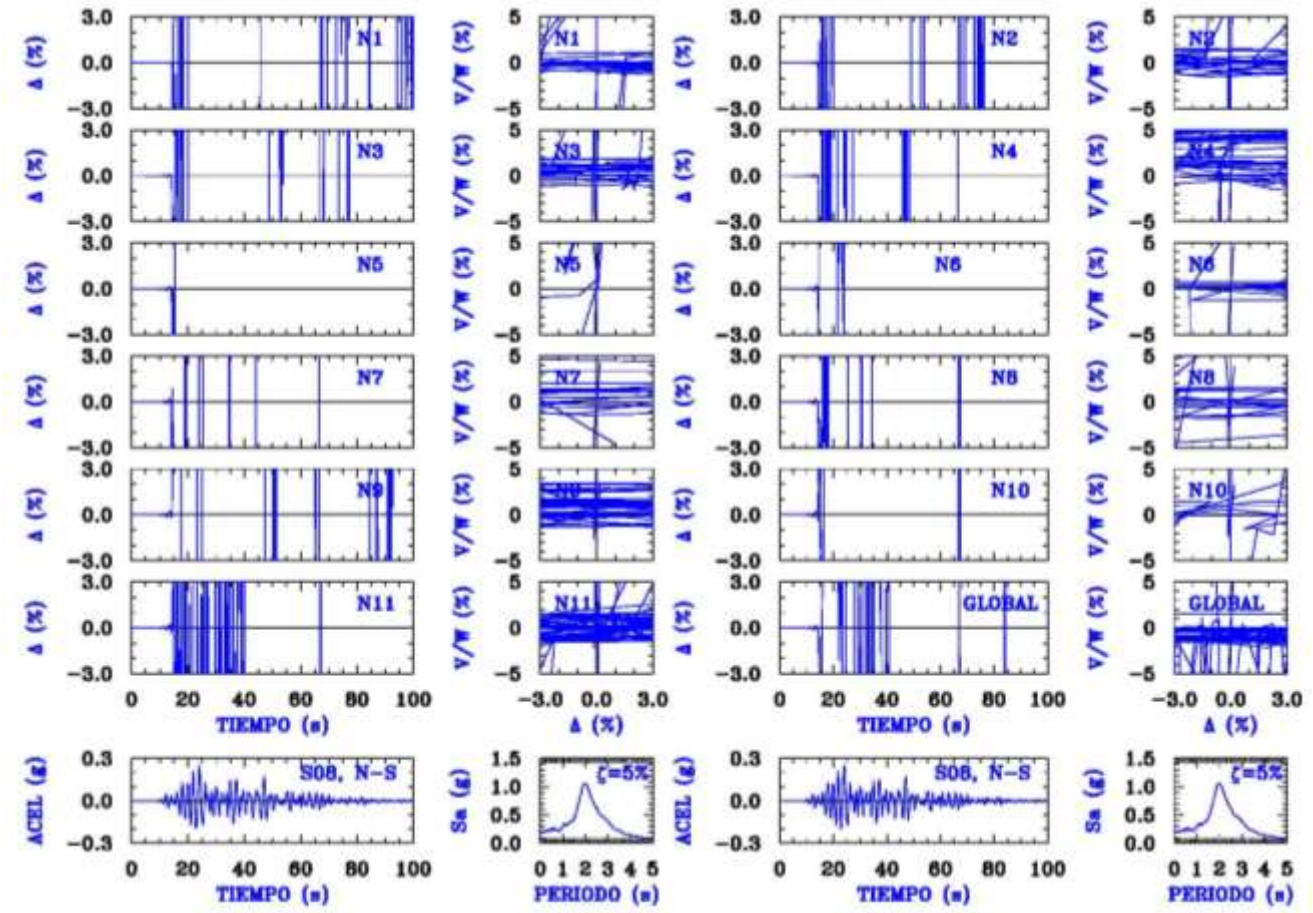

Figura 36 Respuesta dinámica de los entrepisos del marco largo C (dirección X) del "diseño original" del edificio ante el registro S08-NS

Comportamiento del diseño conforme al RCDF-04

Los resultados de las simulaciones dinámicas para los modelos que representan al diseño conforme al cuerpo principal de las NTCS-04 del RCDF-04 ante la acción de los registros de aceleración simulados para Tlatelolco para un sismo similar al del 19 de septiembre de 1985 se presentan en las figuras 37 y 38 cuando se consideran resistencias nominales. En dichas figuras se presenta el detalle de la respuesta dinámica en planta baja para ambas direcciones, sus respectivas historias de histéresis cortante de entrepiso normalizado versus distorsiones de entrepiso expresadas en porcentaje.

De la observación de la figura 37, que corresponde a los resultados de los análisis de los marcos en dirección Y, se aprecia que la respuesta obtenida es elástica para los ejes 2, 4, 7, y 9 mientras que los ejes 1, 3, 5, 6, 8, y 10 presentan una respuesta no lineal estable presentando distorsiones menores a las admisibles. La demanda máxima de cortante desarrollada en dirección E-W fue de aproximadamente V/W=0.2 y el diseño provisto fue capaz de dar esa resistencia demandada aun considerando resistencias nominales de los elementos estructurales exclusivamente. La respuesta obtenida se debe, entre otras cosas, a las siguientes razones: (1) el espectro de diseño empleado protegió razonablemente a la estructura de demandas a que fue sujeta y, (2) el periodo fundamental de la estructura en esa

dirección (T=0.99s) está razonablemente alejado del periodo donde se lleva a la estructura a una posible resonancia estructural, según se puede observar de los espectros de respuesta de pseudo aceleraciones.

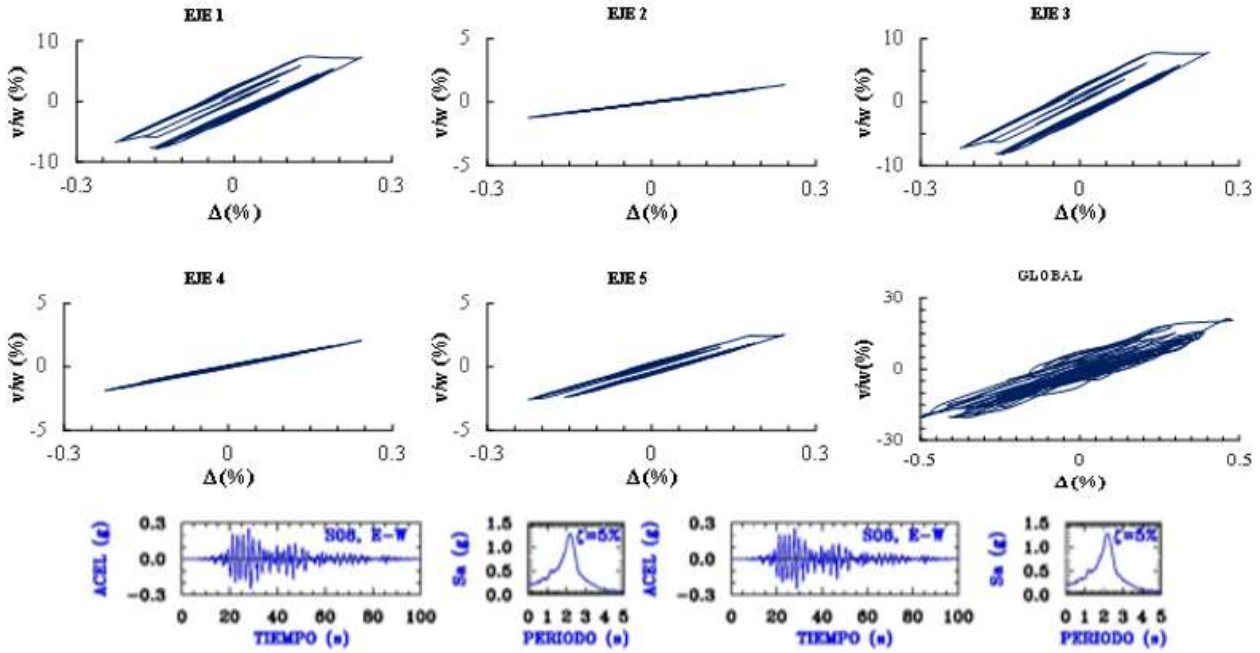

Figura 37 Respuesta dinámica del entrepiso 1 (dirección Y) del diseño conforme al RCDF-04 ante el registro S08-EW

De la observación de la figura 38, que corresponde a los resultados de los análisis de los marcos en dirección X, se obtiene una respuesta elástica para los ejes A, B, D y E mientras que para el eje C, el cual toma prácticamente toda la demanda de cortante, se advierte que incursiona en el intervalo no lineal manteniendo distorsiones de entrepiso menores a las admisibles. La demanda máxima de cortante desarrollada en dirección N-S fue de aproximadamente V/W=0.3. Las razones de la respuesta observada son las mismas que las anteriormente enunciadas para la dirección Y. En esta dirección el periodo fundamental es T=0.93s, que lo ubica también razonablemente alejado del periodo donde se lleva a la estructura a una posible resonancia estructural.

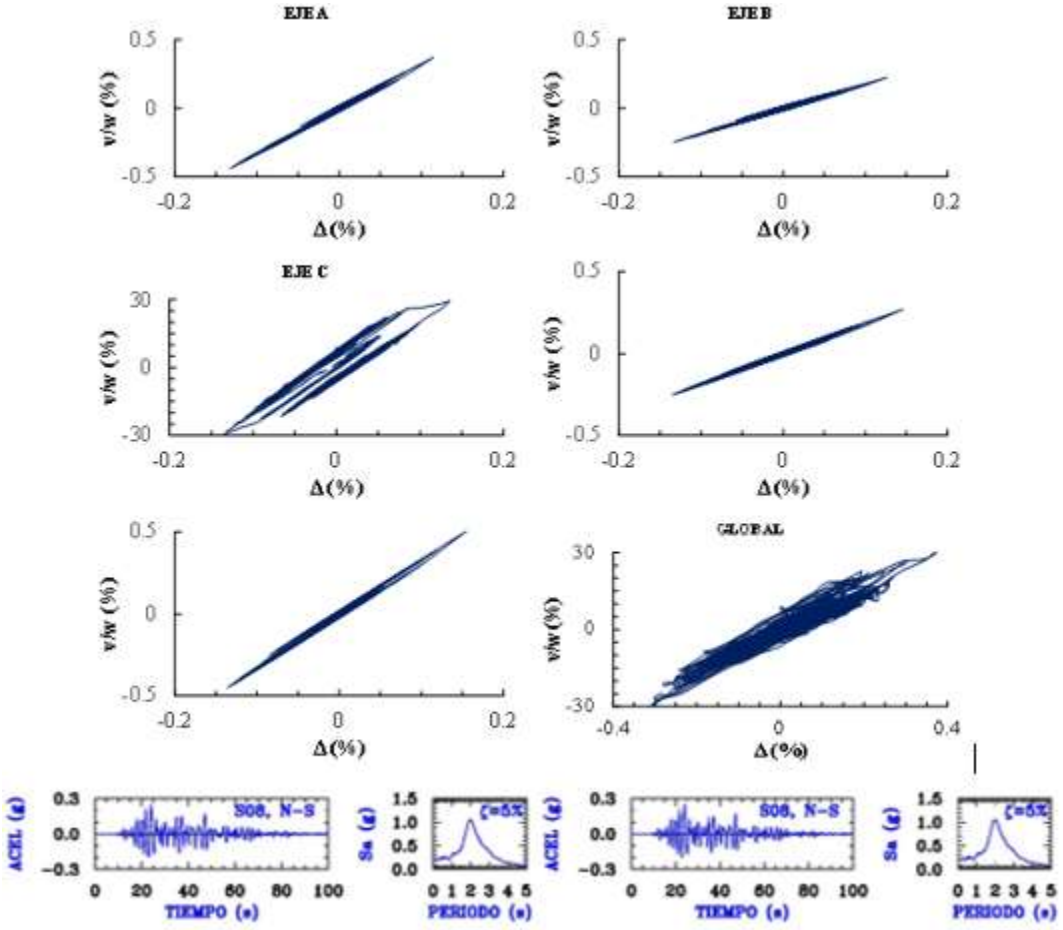

Figura 38 Respuesta dinámica del entrepiso 1 (dirección X) del diseño conforme al RCDF-04 ante el registro S08-NS

CONCLUSIONES

El edificio que se estudió en este trabajo experimentó colapso estructural durante los sismos de septiembre de 1985.

Las causas del colapso pueden ser varias. En ese tiempo se habló de falta de mantenimiento y control de la cimentación, de modificaciones en el diseño original que cambiaría de manera sustancial la respuesta de la estructura, así como la magnitud y redistribución de elementos mecánicos en los elementos estructurales.

En este trabajo se consideró la geometría del diseño estructural original, que no consideraba la participación en la respuesta estructural de los pretiles de fachada construidos finalmente en los marcos perimetrales en dirección N-S, ni de los muros divisorios no estructurales de mampostería de bloque de concreto hueco, y se completó un diseño conforme a un análisis que intentó simular las hipótesis y herramientas de aquel entonces.

En este trabajo se realizó una evaluación del comportamiento sísmico del edificio mencionado considerando el diseño original y considerando un diseño conforme a los lineamientos del reglamento vigente en el Distrito Federal.

La evaluación del comportamiento sísmico de los edificios en estudio se llevó a cabo mediante análisis dinámicos no lineales.

El primer modelo, que corresponde al "diseño original" del edificio, cedió muy rápidamente, y se obtuvo un colapso numérico en ambas direcciones después de 20 segundos de iniciarse la excitación aproximadamente. La inestabilidad dinámica que lleva al edificio al colapso se debe a las siguientes razones: (1) la resistencia lateral provista en el diseño era muy baja en ambas direcciones, (2) los periodos fundamentales de vibración de la estructura en ambas direcciones están muy cercanos a los periodos que producen resonancia estructural.

Por otra parte, en los análisis realizados no se consideró la interacción suelo-estructura ni la acción simultánea de los movimientos del terreno, que pueden aumentar las demandas inelásticas en los elementos estructurales.

Para el segundo modelo, que corresponde a un diseño conforme al cuerpo principal de las NTCS-04 del RCDF-04, podría decirse que se comportó "satisfactoriamente", ya que tuvo una respuesta global elástica durante los análisis dinámicos, por lo que no se apreciaron pérdidas de rigidez considerables en los elementos estructurales considerados.

La respuesta elástica obtenida se debió, entre otras cosas, a las siguientes razones: (1) el espectro de diseño empleado protegió razonablemente a la estructura de demandas a que fue sujeta, (2) los periodos fundamentales de la estructura en ambas direcciones están razonablemente alejados de los periodos que lideran a la estructura a una posible resonancia estructural.

Lo anterior nos da una idea de que las disposiciones para diseño por sismo contenidas en los reglamentos de construcción actuales, particularmente los espectros de diseño sísmico, así como los métodos y herramientas de análisis y diseño actuales, nos pueden guiar a un buen diseño estructural ante el sismo máximo de diseño esperado. Sin embargo, esto por sí sólo no necesariamente asegura que todas las estructuras que se diseñen conforme a las NTCS-04 estarán seguras ante un sismo. Existen bastantes factores que son de igual importancia en el diseño, entre ellas, la idealización de la estructura, y la relación de sus propiedades dinámicas con respecto a las propiedades dinámicas del suelo de desplante. Por ello, se deben considerar la mayor cantidad posible de detalles y de información, de acuerdo al nivel de importancia del proyecto. En este aspecto tiene también mucho que ver la experiencia y sentido común del ingeniero estructurista para modelar adecuadamente una estructura en particular.

REFERENCIAS

Alcocer, S. M. y V. M. Castaño (2008), "Evolution of codes for structural design in Mexico", *Structural Survey*, Vol. 26 No. 1, pp. 17-28.

Bazán, E. T. y R. Meli (1998), Diseño Sísmico de Edificios, Editorial Limusa, México.

Damy, J. E. y A. Fierro (1964), "Conjunto urbano Nonoalco-Tlatelolco. Edificios K", *Revista de Ingeniería*, Vol. XXXIV, No. 2, pp. 589-592, julio.

Fundación ICA (1988), Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985, primera edición, Editorial Limusa, México.

Godínez, E. A. (2005), "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes en el Distrito Federal. El caso específico del sismo del 19 de septiembre de 1985", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, mayo.

Godínez, E. A., L. E. Pérez y A. Tena (2013), "Metodología para la generación de acelerogramas sintéticos", *Pakbal*, Vol. 12, No. 27, pp. 21-29, agosto.

González, O. y F. Robles (2005), Aspectos fundamentales del concreto reforzado, cuarta edición, Editorial Limusa, México.

Holmes, M. (1961), "Steel frames with brickwork and concrete infills", *Memorias, Institution of Civil Engineers (ICE)*, Vol. 19, No. 4, pp. 473-478. Thomas Telford.

Luna, J. L. y A. Tena (2002), "Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica***,** SMIS, No. 66, pp. 1-43, enero-junio.

NTCC-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II*, No. 103-BIS, octubre.

NTCS-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II*, No. 103-BIS, octubre

Orozco, V. y E. Reinoso (2007), "Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 76, pp. 61-87.

Prakash, V., G. H. Powell y F. C. Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: base program user guide", *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

RCDF-66, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" (1966), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.

RCDF-04, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" (2004), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo I, octubre.

Revista Ingeniería (1964), *"Conjunto urbano Nonoalco – Tlatelolco"* Vol. XXXIV, No. 2, julio.

Rosenblueth, E. (1964), "Conjunto urbano Nonoalco-Tlatelolco. Criterios de Diseño", *Revista de Ingeniería*, Vol. XXXIV, No. 2, pp. 274-286, julio.

Tena, A. (1986), "Restructuración de un edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.

Tena, A. (2007), Análisis de estructuras con métodos matriciales, primera edición, Editorial Limusa, septiembre.