

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

“ANÁLISIS DE UN EDIFICIO REFORZADO DESPUÉS DEL SISMO DE
1985 Y PROPUESTA DE MEJORAMIENTO CON AMORTIGUADORES
VISCOSOS”

AUTOR: LUIS GERARDO RODRÍGUEZ ORTIZ

ASESOR: MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA MICHOACÁN A SEPTIEMBRE DE 2019



Índice

RESUMEN	3
ABSTRACT	4
INTRODUCCIÓN	5
CAPÍTULO 1 LOS SISMOS DE 1985 Y 2017 EN LA CIUDAD DE MÉXICO	6
1.1 CARACTERÍSTICAS Y EFECTOS DEL SISMO DE 1985	6
1.2 CARACTERÍSTICAS Y EFECTOS DEL SISMO DE 2017	12
1.3 ANÁLISIS COMPARATIVO DE AMBOS SISMOS	20
CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO ORIGINAL	26
2.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	26
2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS EFECTOS DEL SISMO DE 1985	28
2.3 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ANÁLISIS	28
CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DEL EDIFICIO ORIGINAL (ANTES DEL REFUERZO)	30
3.1 TIPOS DE ANÁLISIS	30
3.2 ANÁLISIS MODAL	30
3.3 ANÁLISIS LINEAL EN EL TIEMPO	36
CAPÍTULO 4 DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL EDIFICIO REFORZADO	51
4.1 INTRODUCCIÓN	51
4.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO REFORZADO	53
4.3 ANÁLISIS DEL EDIFICIO REFORZADO	56
CAPÍTULO 5 PROPUESTA DE MEJORAMIENTO CON DISIPADOR DE ENERGÍA	59
5.1 INTRODUCCIÓN	59
5.2 AMORTIGUADORES CON FLUIDOS VISCOSOS	61
5.3 DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL MODELO DEL EDIFICIO CON LA PROPUESTA DE AMORTIGUADORES CON FLUIDO VISCOSO	66
CAPÍTULO 6 COMPARACIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS	76
CONCLUSIONES	89
REFERENCIAS	90

RESUMEN

En este trabajo de investigación se hizo un resumen de lo ocurrido en los sismos de septiembre 1985 y 2017, tanto sus características como sus consecuencias. Posteriormente se realizó el modelo de un edificio ubicado en la Ciudad de México, el cual fue reforzado después del sismo de 1985. El modelo del edificio se realizó en el programa ETABS. Se analizó el edificio con su estructura original (previa al refuerzo) con los registros acelerográficos cercanos al edificio en 1985 y en 2017. El siguiente análisis se realizó a la estructura reforzada del edificio con los mismos datos de aceleraciones. El último análisis fue realizado a la propuesta de mejoramiento que se le hizo al edificio. Se propuso mejorar su comportamiento con amortiguadores viscosos. Al obtener los resultados del tercer análisis se compararon los resultados de todos los análisis para conocer cuál es el que tiene mejor comportamiento y saber si la propuesta de mejoramiento es apta para su posible utilización.

Palabras clave:

Acelerogramas

Modelo de análisis

19 de Septiembre

Disipadores de energía

Distorsiones

ABSTRACT

In this research work, an abstract of what happened in the september 1985 and 2017 earthquakes was made, both its characteristics and its consequences. Then the model of a building located in Mexico City was made, which was reinforced after the 1985 earthquake. The model of the building was realized in the ETABS program. The building was analyzed with its original structure (before reinforcement) with the accelerographic records near the building in 1985 and 2017. The next analysis was performed on the reinforced structure with the same acceleration data. The last analysis was realized on the improvement proposal made to the building. It was proposed to improve its behavior with viscous dampers. Once the results of the third analysis were obtained the results of all the analysis were compared in order to know which one has the best behavior and to know if the improvement proposal is suitable for its posible use.

INTRODUCCIÓN

En México, el estudio del comportamiento de las estructuras es de suma importancia, ya que a través de la historia se han documentado un importante número de sismos destructivos, que han ocasionado un gran número de pérdida de vidas y daños económicos cuantiosos, en una gran parte del país. De igual manera, estos acontecimientos dejaron muchas enseñanzas y evidencia de los aspectos que hacen falta mejorar en el diseño y construcción de las estructuras, así como el desarrollo de técnicas de refuerzo con el fin de evitar daños como los que ocurrieron en los sismos del 19 de septiembre de 1985 y de 2017. En este trabajo de investigación se menciona lo ocurrido en ambos sismos, sus características, los daños que se tuvieron y las zonas de la ciudad de México que más afectaciones tuvieron. Se hace un análisis modal espectral y un análisis no lineal a un edificio de la ciudad de México que se investigó previamente luego de lo ocurrido en el sismo de 1985, el cual fue reforzado mediante contravientos y encamisado metálico de las columnas para mejorar su comportamiento. Los análisis se hacen con los registros de las estaciones acelerográficas que se encuentran en la ciudad de México en el mismo tipo de terreno en el que se ubica el inmueble. Por último, se hace una propuesta de mejoramiento del comportamiento del edificio con disipadores de energía y se comparan los desplazamientos, distorsiones, cortantes y momentos que experimenta el edificio original, previo al refuerzo, con el refuerzo que se adicionó después del sismo y con disipadores sísmicos de tipo viscoso, con el fin de observar si la propuesta de mejoramiento produce un mejor comportamiento que los que presenta el edificio original y reforzado.

CAPÍTULO 1 LOS SISMOS DE 1985 Y 2017 EN LA CIUDAD DE MÉXICO

1.1 CARACTERÍSTICAS Y EFECTOS DEL SISMO DE 1985

El sismo comenzó a las 7:19 a.m. del 19 de septiembre de 1985, tuvo su epicentro en las costas de Michoacán a 45 km al noroeste del municipio de La Mira, Michoacán, con latitud 18.419° y longitud -102.468° , a una profundidad de 15km (figura 1). Este sismo se generó por la subducción de la placa de Cocos con respecto a la placa Norteamericana (figura 2) y fue de magnitud 8.1 Mw (en la escala de magnitud de momento).



Figura 1: Localización del epicentro del sismo de 1985
(Fuente: Blog Oficial del CIRES, A.C. 4 de septiembre 2015)



Figura 2: Placas Tectónicas en México
(Fuente: Pérez Gavilán 2018)

Durante el sismo de 1985, diez estaciones en la ciudad de México (antes DF), pertenecientes a la Red Acelerográfica del IINGEN (Instituto de ingeniería) de la UNAM registraron las aceleraciones del terreno. Antes del temblor de 1985 la ciudad de México estaba dividida en 3 zonas según el tipo de suelo. Zona I que es de suelo firme, Zona II que es la de transición y Zona III que es donde se encontraba el lago (figura 3). En esta última zona es donde se registraron las aceleraciones más altas y donde se tuvieron la mayor cantidad de afectaciones.

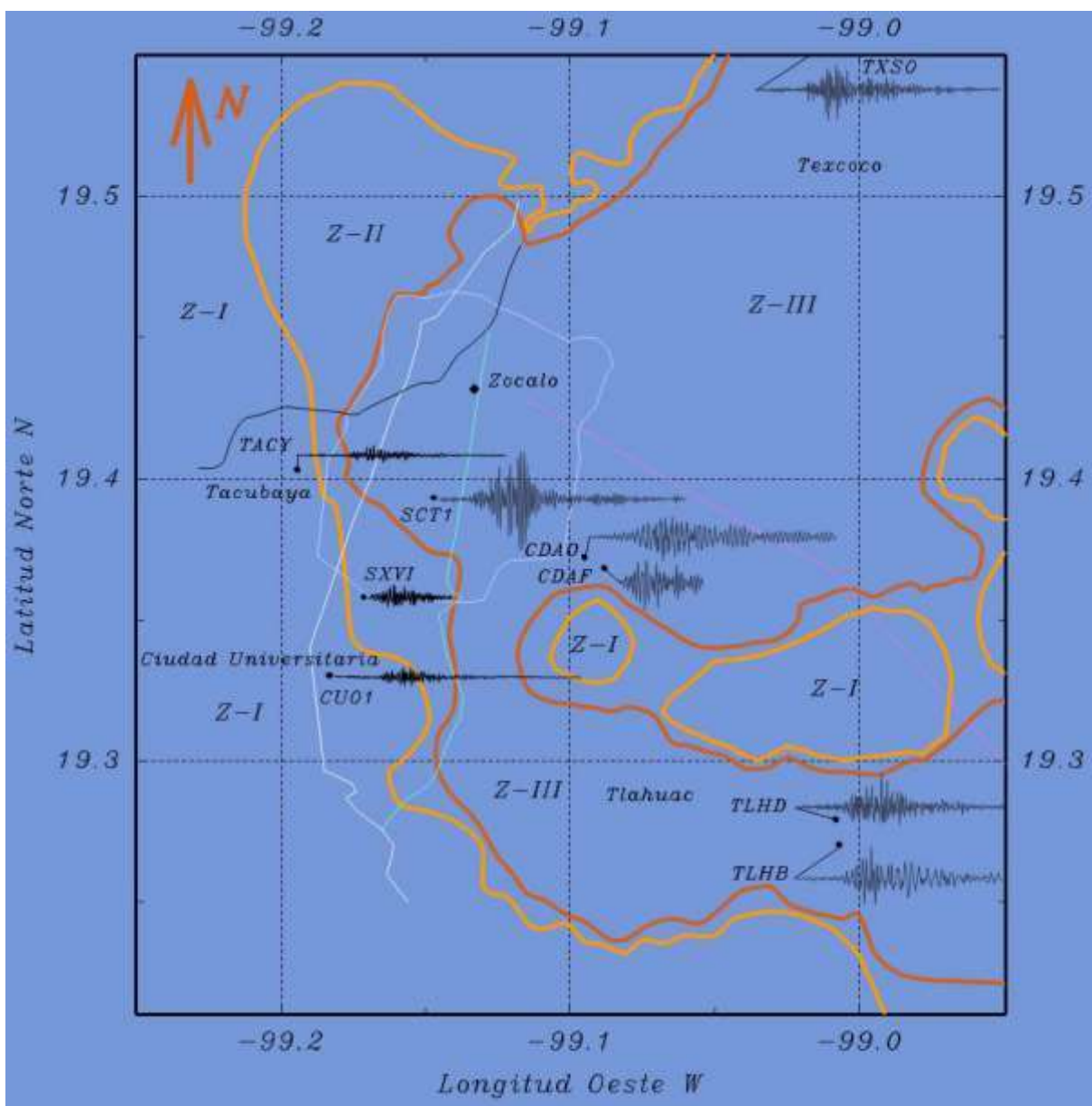


Figura 3: División de la ciudad de México según el tipo de suelo, reglamento de construcción de 1976, y ubicación de los registros del sismo de 1985 (Fuente: Gómez-Bernal y Saragoni 2002)

La estación que registró la mayor aceleración fue la de la SCT (Secretaria de Comunicaciones y Transportes) con 165.3 cm/s^2 (figuras 4 y 5); esta estación está ubicada en la Zona III, zona de lago. Los datos de la estación son los siguientes:

Clave: SCT1

Estación (Nombre): SCT B-1

Ubicación: Estacionamiento en el Edificio de SCT, Avenida Universidad entre Cumbres de Maltrata y Xola, Colonia Narvarte, México D.F. (Ciudad de México en la actualidad).

Latitud: 19.39469°

Longitud: -99.14868°

Tipo de Suelo: Arcilla

Como se ve en la figura 4, las aceleraciones del terreno más fuertes iniciaron en los 30 segundos aproximadamente, con su pico antes de los 60 segundos y comenzando a reducir a partir de los 70 segundos. La duración de los registros es de 183.51 segundos.

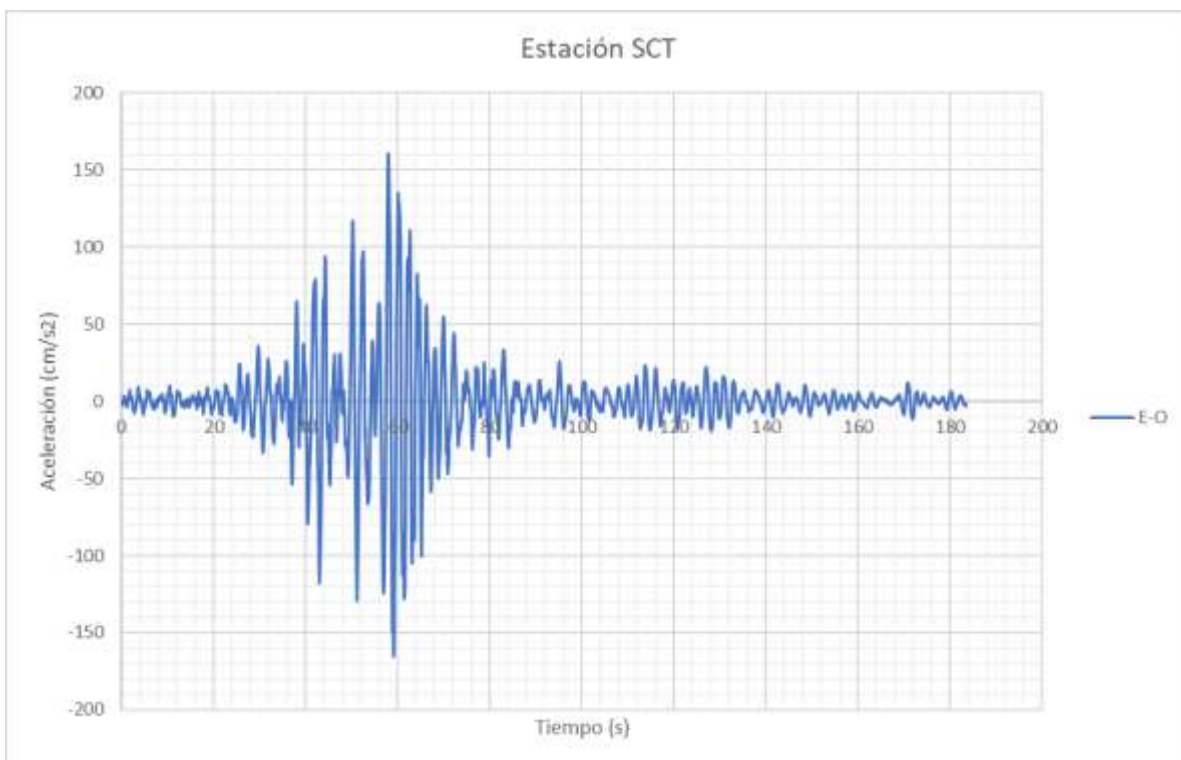


Figura 4: Acelerograma del sismo de 1985 en la estación SCT B-1 en dirección este-oeste

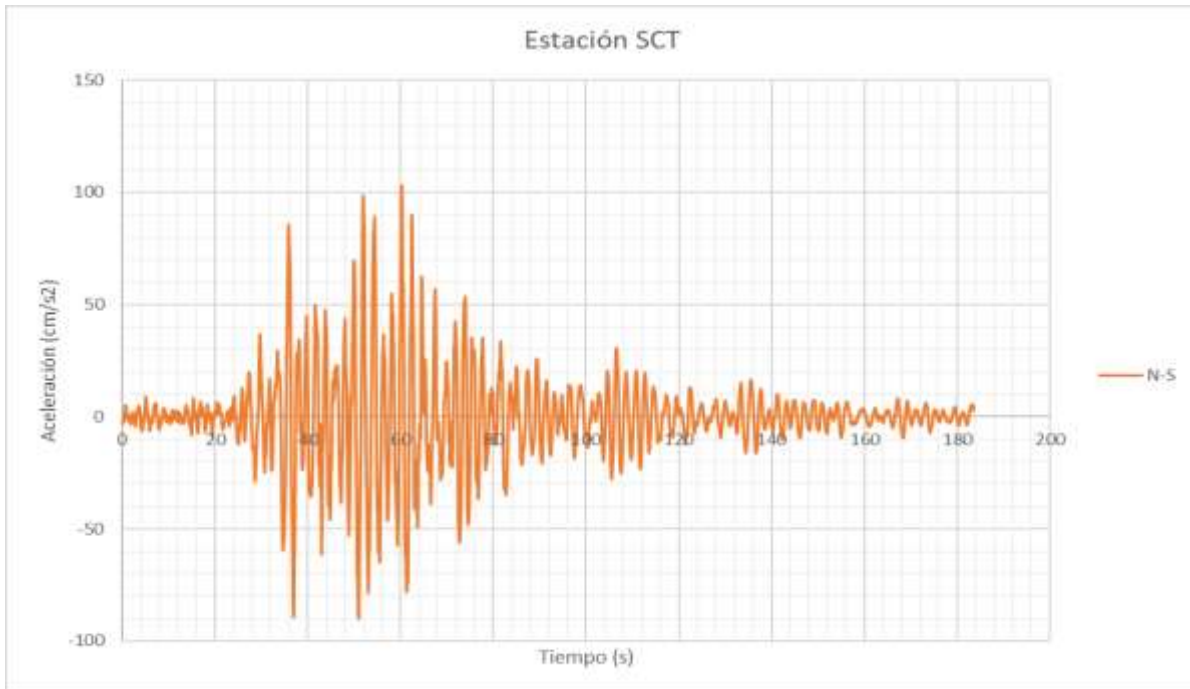


Figura 5: Acelerograma del sismo de 1985 en la estación SCT B-1 en dirección norte-sur.

En la figura 6 se muestran los espectros de respuesta tanto en dirección este-oeste, que es en la que se tuvieron las respuestas más altas, como en dirección norte-sur. Se observa que la máxima aceleración del espectro se produce para un periodo $T = 2.0$ segundos, que es el valor del periodo natural del terreno en ese sitio. El valor de la aceleración espectral es muy elevado, especialmente en la dirección E-W en la que alcanzó un valor cercano a la aceleración de la gravedad.

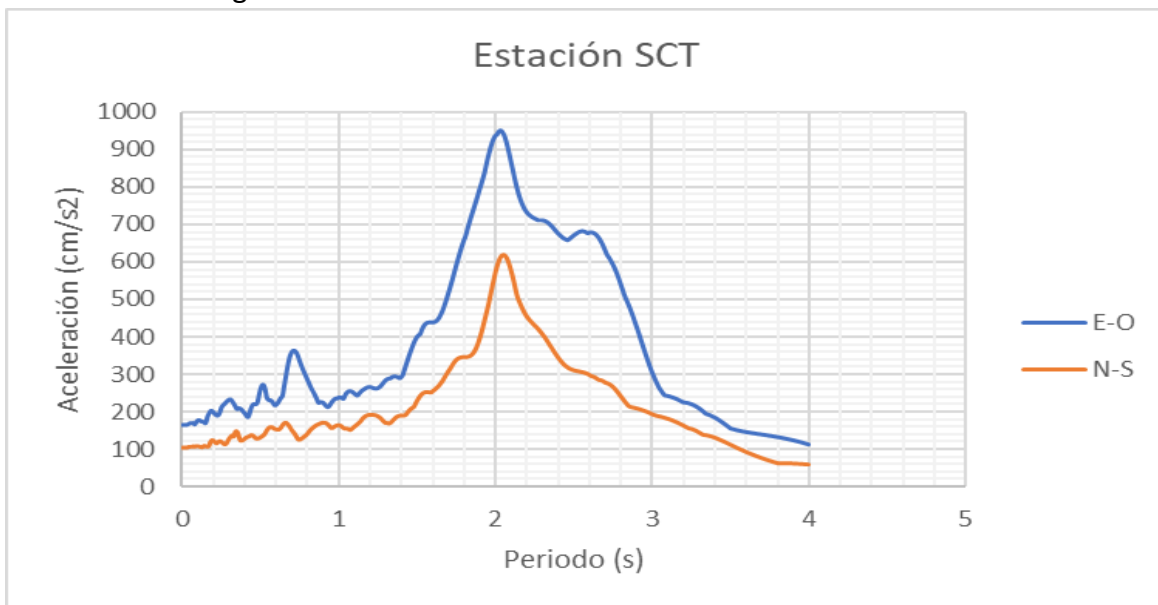


Figura 6: Espectro de respuesta del sismo de 1985 en la estación SCT B-1 en dirección este-oeste y norte-sur

En la ciudad de México es en donde se tuvieron la mayor cantidad de daños, los edificios que tenían entre 5 y 15 pisos resultaron más afectados (figura 7). Esto se debe a que el periodo natural de estos edificios coincidió con el periodo del terreno al momento del sismo. Las construcciones de menor altura tienen periodos naturales muy inferiores a los periodos dominantes del terreno y por tanto se vieron sujetas a efectos menores a los que correspondieron a las edificaciones más altas. También fue notable el buen comportamiento de la mayoría de las construcciones muy elevadas, cuyos periodos naturales excedían a los dominantes del terreno, o se alejaron de ellos al sufrir daños iniciales y disminuir su rigidez (Meli y Miranda 1986). La diferencia entre los periodos de los edificios altos y los dominantes del terreno explican en buena medida este buen comportamiento. Es importante notar que, aunque la cantidad de edificios dañados con menos de 5 pisos (128) es mayor que el número de edificios dañados entre 11 y 15 niveles (61), la cantidad de edificios existentes con menos de 5 niveles es mucho mayor que para los edificios entre 6 y 15 pisos, de manera que el porcentaje de edificios colapsados con menos de 5 pisos es en realidad menor que el de edificios entre 6 y 15 pisos.

Tipo de Estructura	Nivel de daño	Número de pisos				Total
		<5	6-10	11-15	>15	
Marcos de Concreto Reforzado	Colapso	37	47	9	0	93
	Severo	23	62	14	0	99
Marcos de Concreto Reforzado y Muros de Cortante	Colapso	0	1	0	0	1
	Severo	2	1	2	1	6
Losa Reticular	Colapso	20	31	6	0	57
	Severo	6	33	19	1	59
Losa Reticular y Muros de Cortante	Colapso	0	0	0	0	0
	Severo	0	2	3	0	5
Marcos de Concreto Reforzado y Losa con Vigas y Bloques (Aligerada)	Colapso	3	0	0	0	3
	Severo	0	1	2	2	5
Marcos de Acero	Colapso	6	1	3	1	10
	Severo	0	2	1	3	6
Muros de Mampostería	Colapso	8	0	1	0	9
	Severo	19	1	1	0	21
Muros de Mampostería con Marcos de Concreto Reforzado en Pisos Inferiores	Colapso	1	0	0	0	1
	Severo	3	1	0	0	4
TOTAL	Colapso y Severo	128	183	61	8	379

Figura 7: Estadísticas de los edificios dañados según su tipo de estructura y su número de pisos. (Fuente: Iglesias y Aguilar 1988)

Las estructuras de concreto fueron las más dañadas durante este sismo, del total de los edificios existentes en la zona más afectada en la ciudad de México, 2.9% de los edificios que fueron construidos a base de marcos de concreto sufrieron daños importantes, mientras que para los edificios de losas reticulares el porcentaje es de 5.9% (Meli y Miranda 1986).

Los daños fueron ocasionados en gran parte por la mala configuración estructural de los edificios, los principales problemas que se presentaron fueron: edificios en esquina, planta

baja flexible, cambios bruscos de rigidez, cambio al uso del edificio, cargas elevadas en pisos superiores, irregularidad en planta y en elevación, los cuales provocaron los modos de falla observados durante el sismo de 1985 y que se muestran en la figura 8.

Modos de Falla Observados	% de Casos
Cortante en columnas	16
Flexocompresión en columnas	11
Sin identificar en columnas	16
Cortante en vigas	9
Cortante en losa reticular	9
Flexión en vigas	2
Conexión viga-columna	8
Cortante y flexión en muros	1.5
Otras causas	7
Imposible de identificar	25

Figura 8: Estadísticas de daños en edificios según su configuración estructural.
(Fuente: Meli 1987)

Lo que respecta a las consecuencias sociales y de infraestructura, los datos son muy variados ya que las cifras oficiales difieren con las cifras estimadas. Una de las cifras es que se tienen 20 mil muertos, 2831 Inmuebles afectados y 5 mil millones de dólares en daños materiales (CIRES, fecha desconocida). Las cifras "Oficiales" estiman que hubo más de 10 mil muertos y más de 30 mil afectados. Las pérdidas materiales se calcularon en 4 mil millones de dólares en infraestructura, vivienda y servicios públicos, 30 mil estructuras fueron destruidas en su totalidad y 68 mil resultaron con daños parciales (Artículo de Periódico Zócalo, 2012).

Más de un millón de personas se quedaron sin luz y a los tres días del suceso sólo se había restablecido el 38% del servicio. El Sistema de Transporte Colectivo Metro quedó afectado en 32 estaciones. Del Hospital Juárez, Hospital General y Centro Médico Nacional se rescataron a poco más de 2 mil personas (Artículo de Periódico Zócalo, 2012).

Una gran parte de los derrumbes y fallas mayores en edificaciones se concentró en una zona bien definida de la ciudad, los daños abarcaron principalmente las delegaciones Cuauhtémoc y Venustiano Carranza, dos de las áreas más densamente pobladas en la ciudad de México. (López, et al 1986). Las zonas más afectadas en cuanto a derrumbes totales fueron las que corresponden a la periferia del centro histórico de la ciudad de México.

1.2 CARACTERÍSTICAS Y EFECTOS DEL SISMO DE 2017

El sismo comenzó a la 1:14 p.m. del 19 de septiembre del 2017, con epicentro entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 9 km al noroeste de Chautla de Tapia, Puebla (Figura 9). Latitud 18.3353° y longitud -98.6763° . Tuvo una profundidad de 57 km y la distancia a la ciudad de México es de 120km. Este sismo corresponde a un sismo intraplaca con una profundidad mayor a la de 1985 (Pérez-Gavilán 2018). Su magnitud fue de 7.1 Mw (escala de magnitud de momento).



Figura 9: Localización del epicentro del sismo de 2017
(Fuente: Servicio Sismológico Nacional)

Luego del sismo de 1985 hubo modificaciones al reglamento de la ciudad de México, a partir del reglamento de 2004 se hizo una subdivisión a la antigua zona III. Como ya se mencionó anteriormente, la ciudad estaba dividida en 3 zonas y para el reglamento del 2004, la división se realizó en 6 zonas esto es según la profundidad a la cual se encuentran los estratos resistentes, Zona I con roca en la superficie, Zona II a profundidad menor de 20m, Zona IIIa de 20 a 30m, Zona IIIb de 30 a 40m, Zona IIIc de 40 a 50m y Zona IIId mayor a 50m (Figura 10). Las zonas donde se registraron las afectaciones más severas son la Zona IIIa y IIIb.

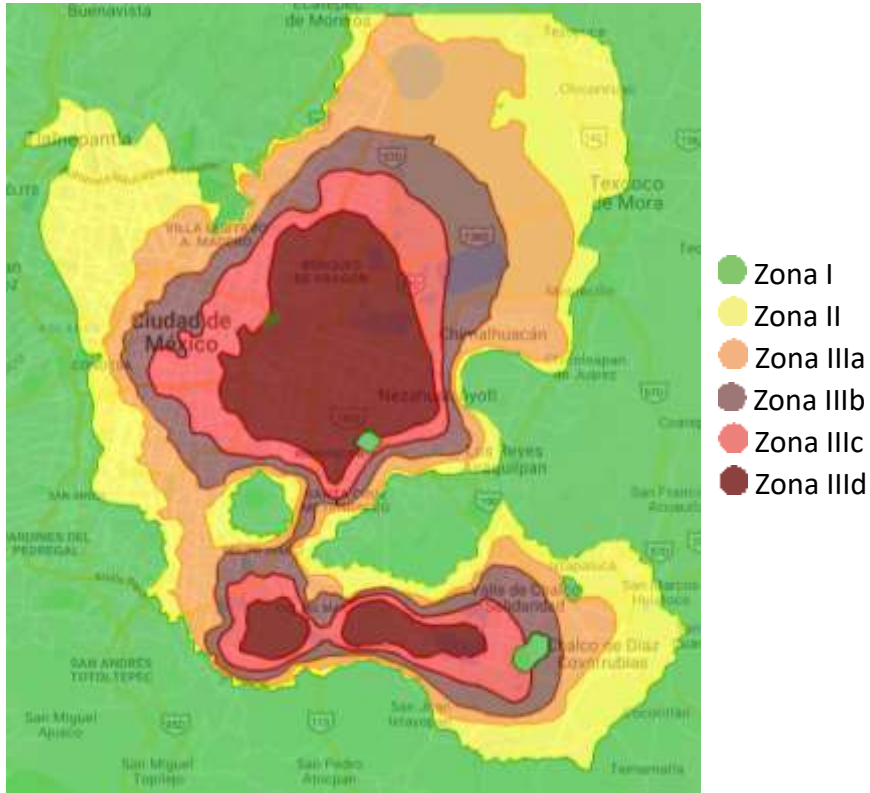


Figura 10: División de la ciudad de México según el tipo de suelo, reglamento de construcción de 2004.

(Fuente: Colegio de Ingenieros Civiles de México, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Instituto de Ingeniería UNAM y Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica)

En 1986 con motivo del temblor de 1985 se fundó el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES), el cual cuenta con la Red Acelerográfica en la Ciudad de México. Esta Red es la que tiene en mayor parte la información sísmica de lo ocurrido en el sismo de septiembre de 2017.

La mayor aceleración registrada fue de 225.6 cm/s^2 en la dirección este-oeste, en la estación Culhuacán perteneciente al CIRES (figura 11). Los datos de la estación son los siguientes:

Clave: CH84

Estación (Nombre): Culhuacán.

Ubicación: Calle Ejido Santa Úrsula y Ejido Culhuacán, Colonia Ampliación, Delegación Coyoacán.

Latitud: 19.33000°

Longitud: -99.12540°

Altitud: 22234 m

Tipo de Suelo: Zona IIIa-Lago

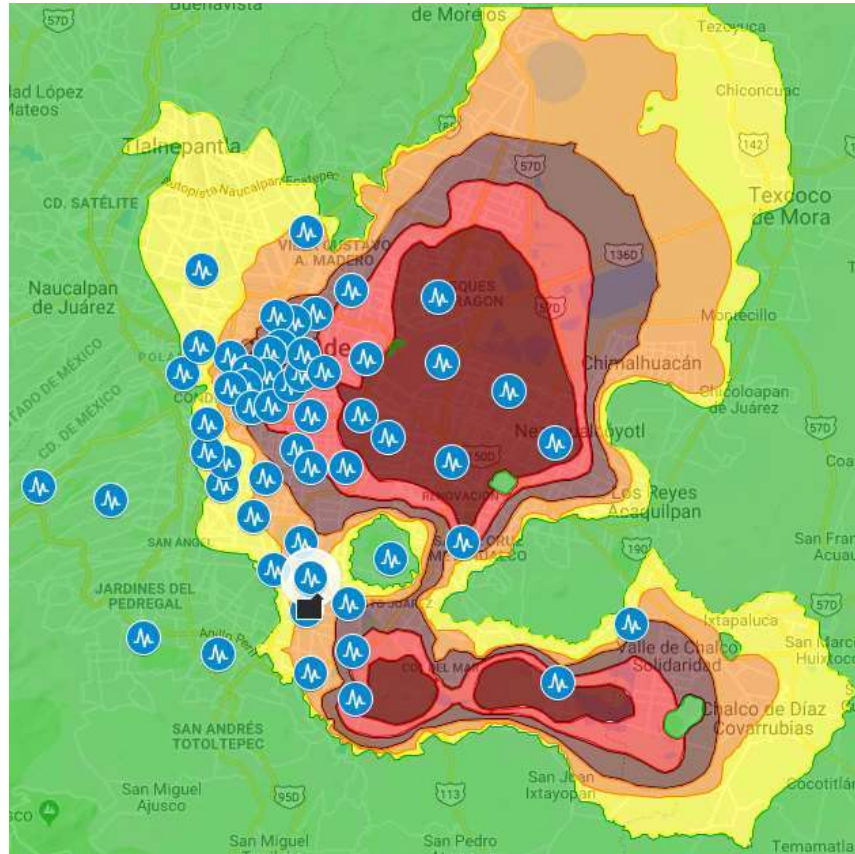


Figura 11: Ubicación de la estación Culhuacán (encerrada en blanco).

(Fuente: Colegio de Ingenieros Civiles de México, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Instituto de Ingeniería UNAM y Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica)

En la dirección norte-sur (figura 12), la aceleración máxima fue de 144.58 cm/s^2 . En la gráfica se observa que la aceleración llegó al máximo en el segundo 23, a partir de ese momento comenzó a reducir en el segundo 37 y terminando el movimiento en el segundo 80.

Para el caso de la dirección este-oeste (figura 13) el valor que alcanzó la aceleración máxima fue mucho mayor con -239.2 cm/s^2 , esta se alcanza en el segundo 24 y comienza a reducir en el segundo 34. En esta gráfica se observa que los valores de las aceleraciones van decreciendo de manera casi uniforme.



Figura 12: Acelerograma del sismo de 2017 en la estación Culhuacán en dirección Norte-Sur.



Figura 13: Acelerograma del sismo de 2017 en la estación Culhuacán en dirección Este-Oeste. (Fuente: Torres Álvarez, SMIG, 2017)

La aceleración espectral máxima fue de 1548.24 cm/s^2 para un periodo de 1.4 segundos en la dirección este-oeste y de 605.64 cm/s^2 en la dirección norte-sur para un periodo de 1.36 segundos (figura 14).

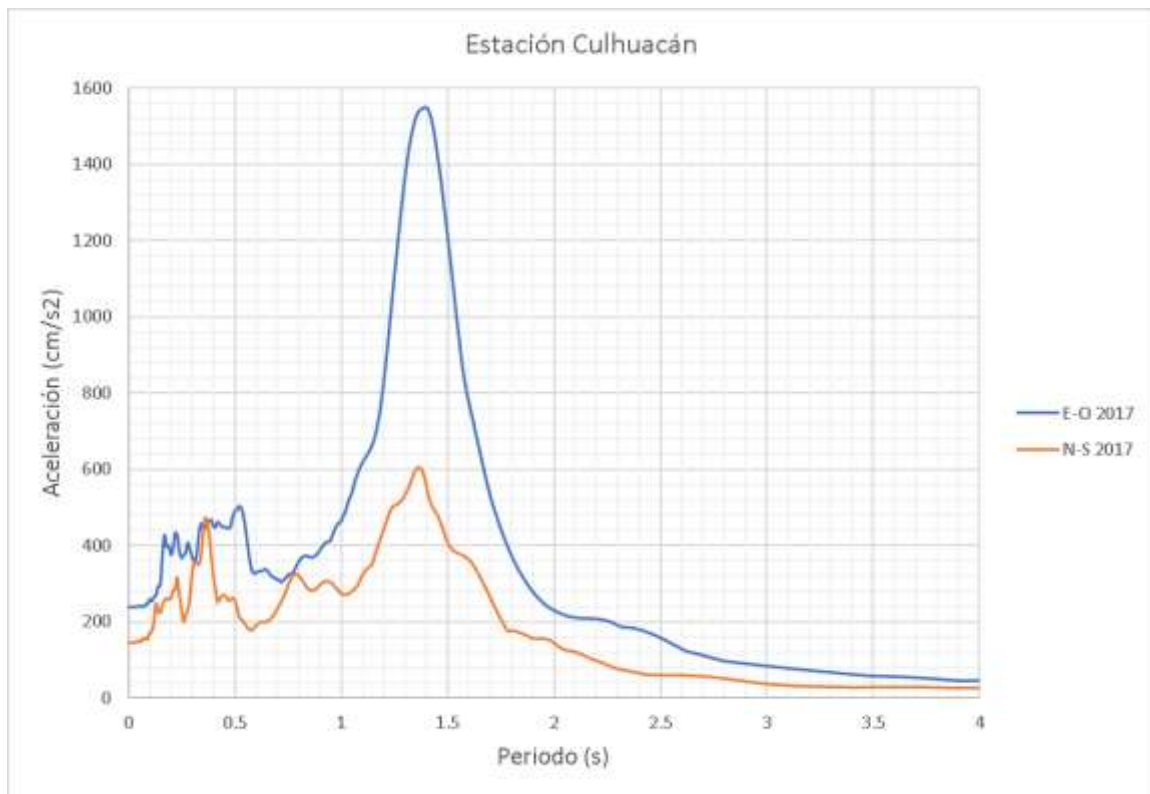


Figura 14: Espectro de respuesta del sismo de 2017 en la estación Culhuacán en dirección este-oeste y norte-sur.

El sismo de 2017 tuvo como consecuencia el colapso de 44 edificios (figura 15), más del 60% de ellos estaban contruidos con un sistema de columnas y losas planas, y de concreto reforzado.

El porcentaje de edificios de mampostería colapsados (incluyendo no reforzada y confinada) es del 29% de los 44 edificios colapsados (figura 15).

En lo que respecta a los daños según la configuración estructural (figura 16); El 57% de los edificios colapsados tuvieron el problema de planta baja flexible, el 59% eran edificios en esquina. 25% (11 de 44 edificios) tenían ambos problemas.

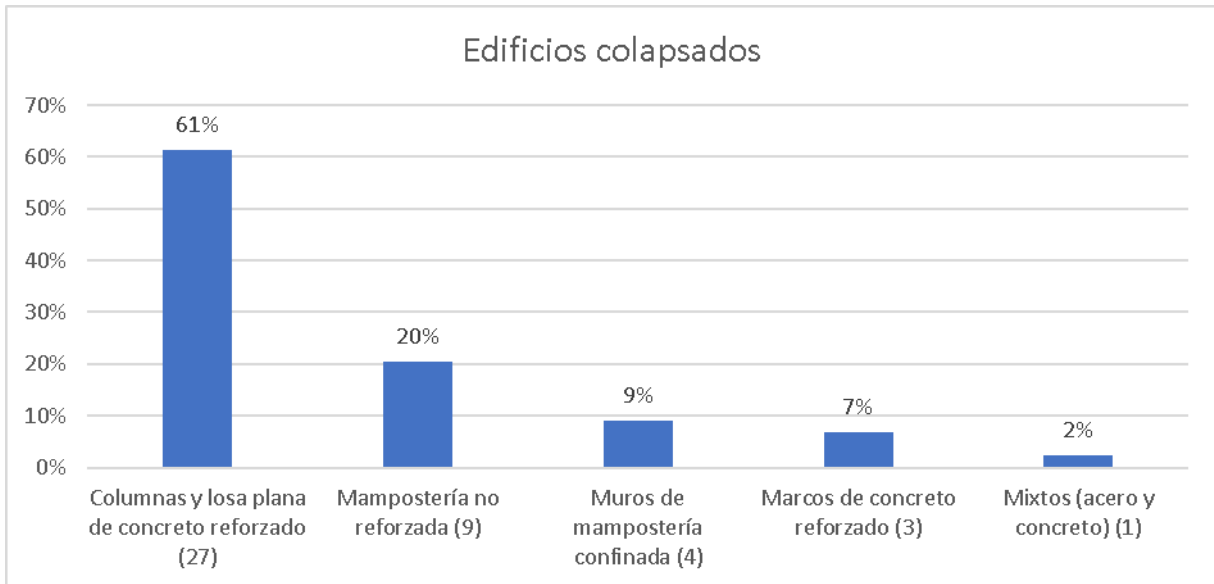


Figura 15: Porcentajes de edificios colapsados según su sistema estructural en Ciudad de México, en el sismo de septiembre de 2017 (Fuente: Galvis et al 2017)

Según el año en que fueron construidos (figura 16), el 90% de los edificios colapsados fueron construidos antes del sismo de 1985.

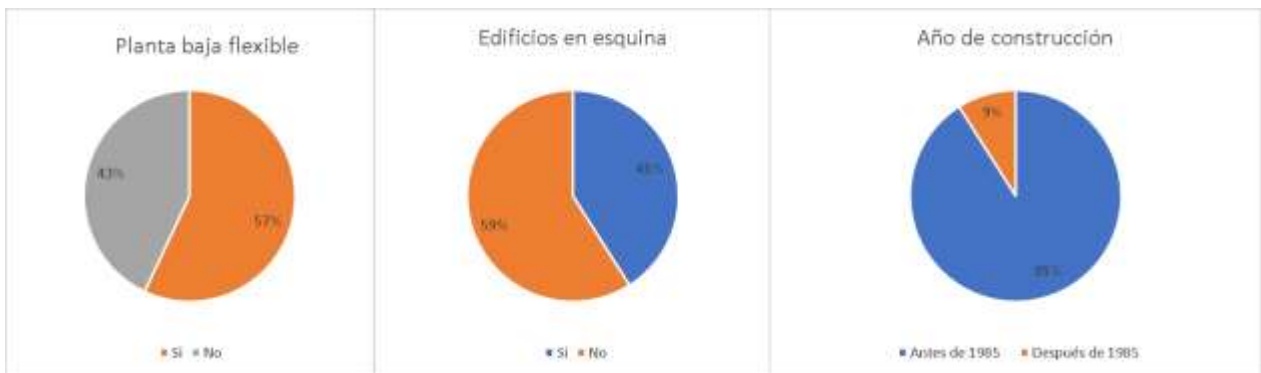


Figura 16: Porcentajes de edificios dañados según su configuración estructural y su año de construcción (Fuente: Galvis et al 2017)

La mitad de los colapsos fueron colapsos totales y la otra mitad fueron colapsos parciales. 2 de los 44 colapsos fueron provocados por la caída de edificios vecinos más altos.

Debido a la cercanía de la ciudad de México al epicentro, se tuvieron efectos mayores sobre las estructuras de periodo corto, esto es, las estructuras con menor cantidad de pisos (figura 17).

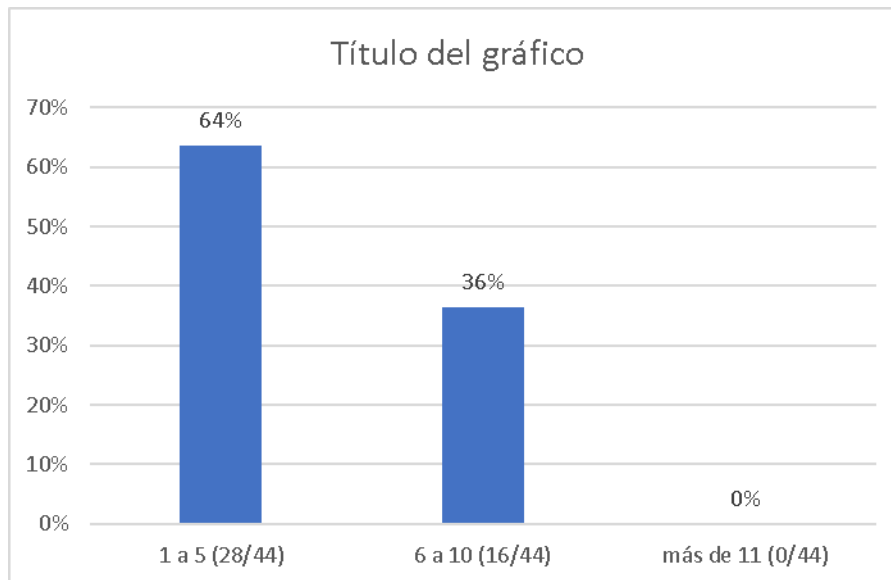


Figura 17: Porcentaje de edificios colapsados según el número de pisos.
(Fuente: Galvis et al 2017).

En la Ciudad de México, la ubicación de los colapsos tiene un patrón (figura 18). Los edificios que sufrieron la mayor cantidad de daños estaban alineados en la zona de transición, entre el borde del lago y la zona de lomas. Los edificios con periodo entre 1 y 1.5 segundos son los que más daños tuvieron, lo que se explica en buena medida por las características del espectro de respuesta (figura 14).

La mayoría de los colapsos ocurridos en la Ciudad de México corresponden a estructuras con más de 30 años de existencia, lo que significa que fueron diseñadas con una versión anterior de los códigos vigentes, los cuales tuvieron modificaciones importantes tras el sismo de 1985. Adicionalmente, estas estructuras ya habían sufrido el sismo de 1985. (Pérez-Gavilán et al 2018)

Luego del sismo de 1985 no se tuvo la previsión necesaria en los edificios afectados ya que la mayoría de los edificios colapsados fueron construidos antes de 1985 y ya habían sufrido un sismo, esto deja en evidencia que hicieron falta medidas que evitaran estos colapsos, ya sea reforzar el edificio o derrumbarlo.

Más de 3000 edificios sufrieron daño, 6000 millones de dólares en pérdidas. Edificios entre 4 y 7 pisos fueron los más afectados (Cruz Atienza, et al 2017). Se registraron 219 fallecidos en la ciudad de México.

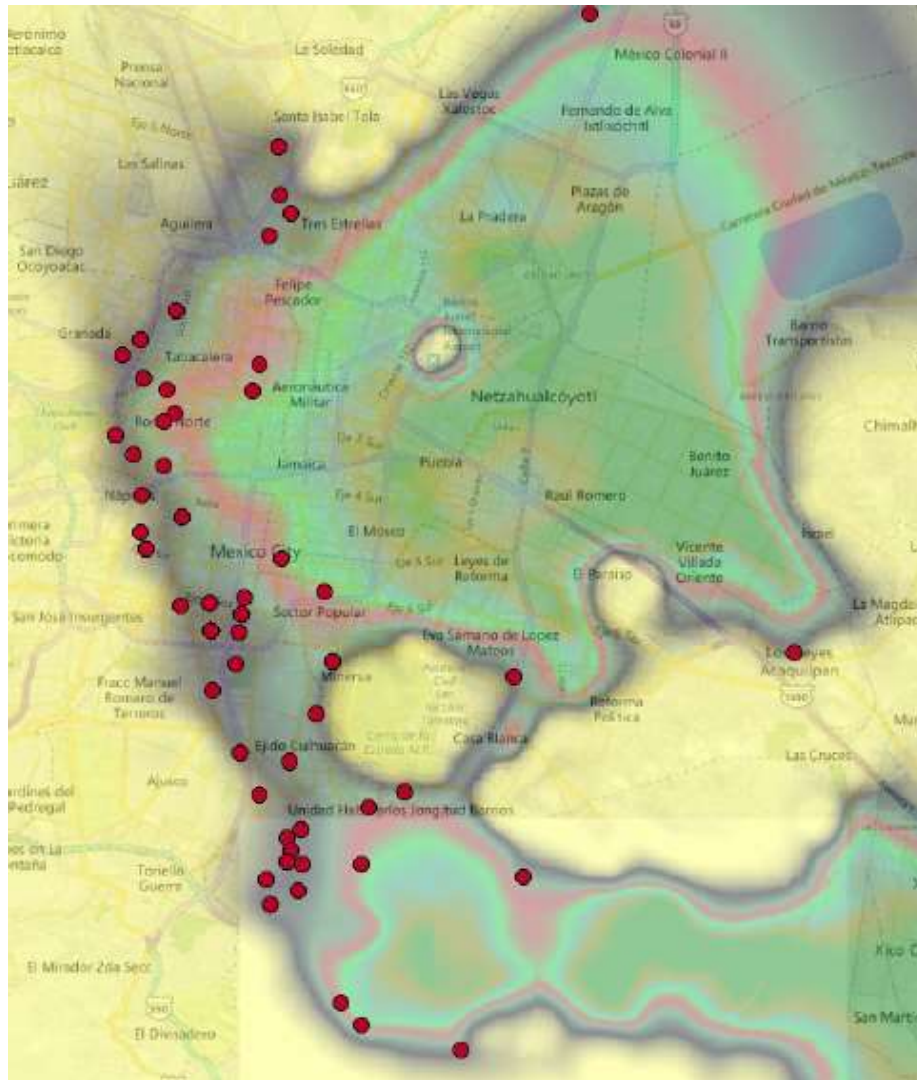


Figura 18: Ubicación de los edificios colapsados.
 (Fuente: Cruz Atienza, et al 2017)

1.3 ANÁLISIS COMPARATIVO DE AMBOS SISMOS

Con fines de comparación entre los dos sismos se utilizan las estaciones que registraron ambos movimientos, las cuales son 3: SCT, Tacubaya y CU.

Estación SCT

Esta estación se encuentra en la zona IIIb. La estación registró aceleraciones más altas en el sismo de 1985 que en el de 2017, lo cual se muestra en los acelerogramas de las figuras 19 y 20. Para la dirección este-oeste la aceleración máxima fue de 165.3cm/s^2 en 1985 y de 103.94cm/s^2 en 2017 y para la dirección norte-sur fue de 104.15cm/s^2 en 1985 y 98.49cm/s^2 en 2017.

La aceleración del terreno más grande en 1985 ocurrió a los 60 segundos en la dirección este-oeste aproximadamente, mientras que en 2017 fue en la misma dirección, pero a los 36 segundos aproximadamente.

En ambos sismos, en la estación SCT, la aceleración espectral más fuerte se tuvo en la dirección este-oeste (figura 21), en 1985 con un valor de 950.77cm/s^2 y en 2017 con 583.83cm/s^2 ; para la otra dirección los valores son menores; 619.38cm/s^2 para 1985 y 366.03cm/s^2 para 2017.

En 1985 la aceleración espectral más alta se produce para un periodo de 2 segundos, para el sismo de 2017 se produce para un periodo más corto de entre 1.6 y 1.8 segundos.

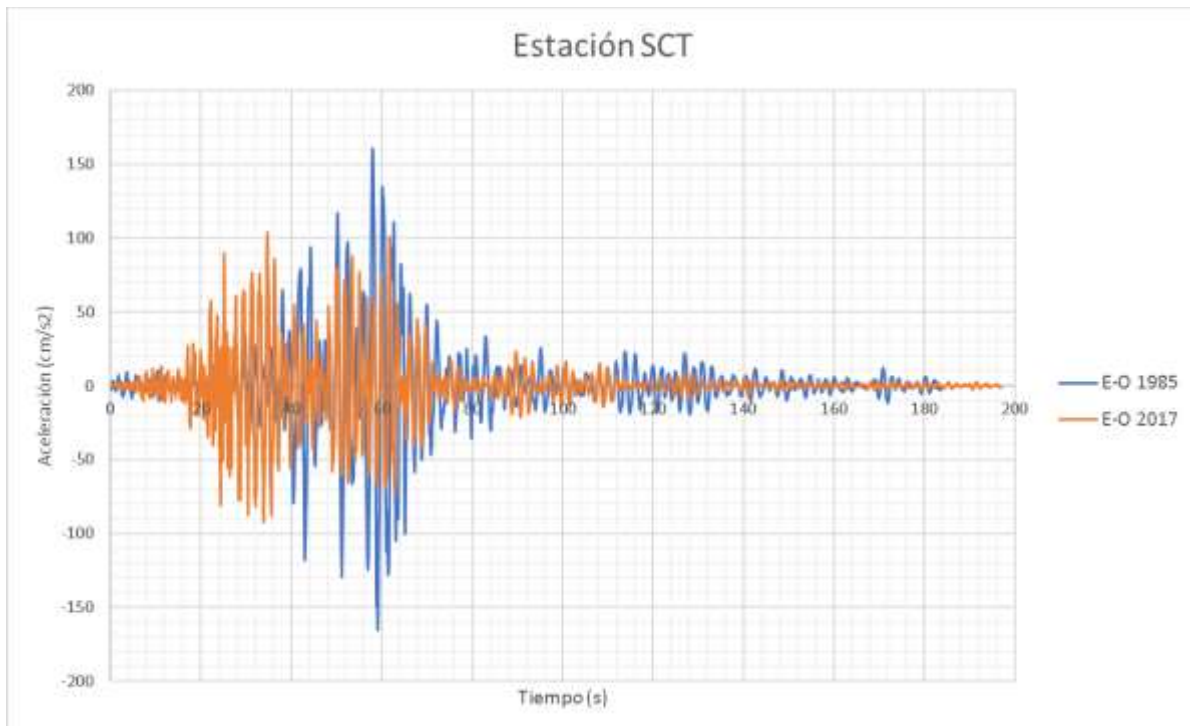


Figura 19: Acelerogramas de la estación SCT en dirección este-oeste en 1985 y 2017

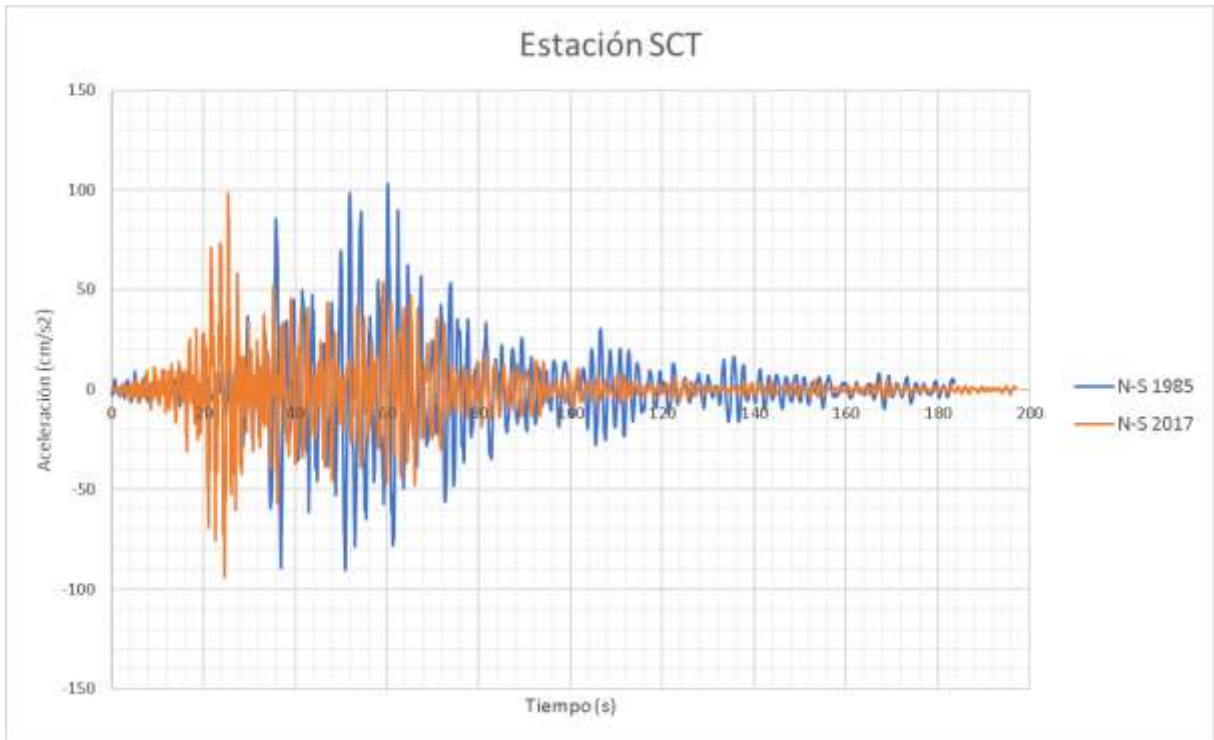


Figura 20: Acelerogramas de la estación SCT en dirección norte-sur en 1985 y 2017

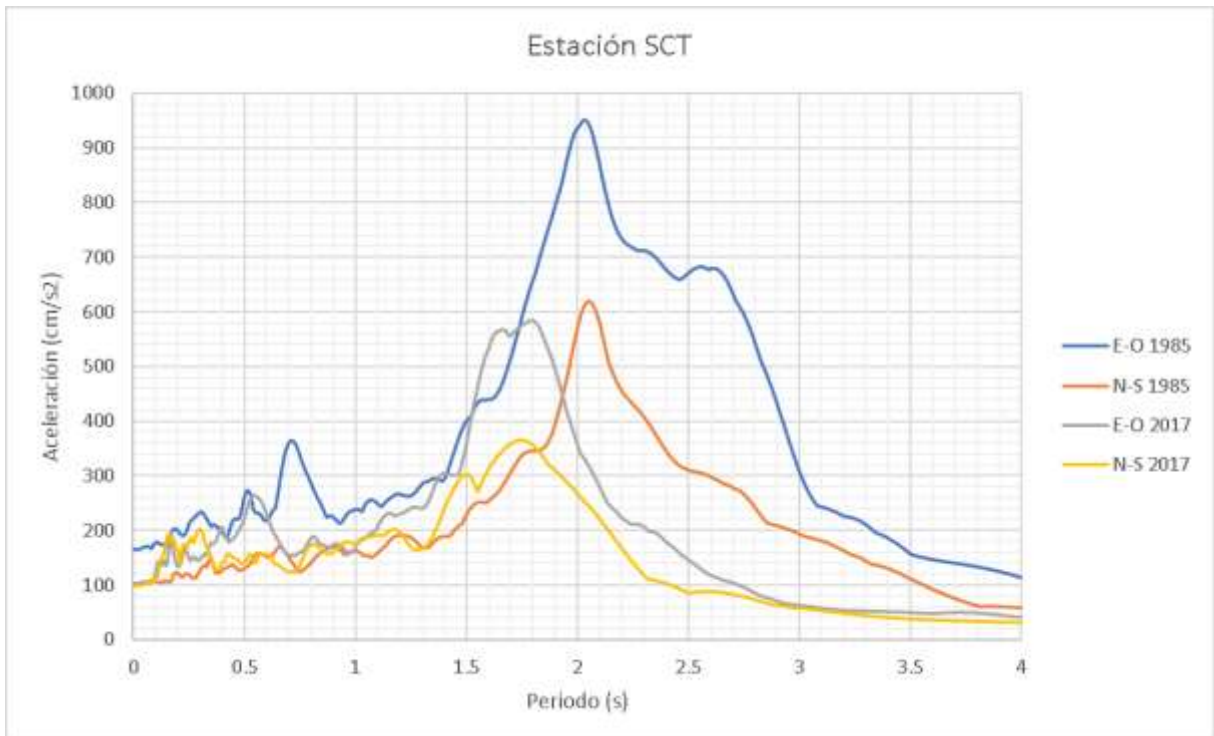


Figura 21: Espectros de respuesta de la estación SCT en las dos direcciones en 1985 y 2017

Estación Tacubaya

La estación Tacubaya se encuentra en terreno firme (Zona I). En la estación Tacubaya en el sismo de 1985 las aceleraciones fueron relativamente bajas, debido a ello, el sismo afectó en su mayoría a las estructuras que se ubicaban en la zona del lago. De igual forma, en el sismo de 2017, aunque las aceleraciones son más altas que en 1985, siguen siendo menores a las que se registran en la zona del lago, cuyos valores más altos en el sismo de 2017 corresponden a la estación Culhuacán. En las figuras 22 y 23 se encuentran los acelerogramas de la estación Tacubaya en dirección este-oeste y norte-sur respectivamente para ambos eventos.

Para la dirección este-oeste la aceleración del terreno más alta fue de -31.28cm/s^2 a los 55 segundos aproximadamente, en 1985 y de 64.26cm/s^2 a los 24 segundos aproximadamente, en 2017 (figura 22).

En dirección norte-sur en el año de 1985 la aceleración más alta fue de -27.90cm/s^2 casi a los 60 segundos y para el año de 2017 fue de 61.52cm/s^2 cerca de los 20 segundos.

Las aceleraciones espectrales máximas en 1985 fueron de 91.94cm/s^2 en dirección este-oeste y de 107.93cm/s^2 en dirección norte-sur, estos valores fueron muy bajos respecto a las aceleraciones registradas en la estación SCT, esto se debe a la diferencia del tipo de suelo donde se encuentran las estaciones. En 2017, en la dirección este-oeste la aceleración espectral máxima fue de 276.12cm/s^2 y en dirección norte-sur de 249.84cm/s^2 .

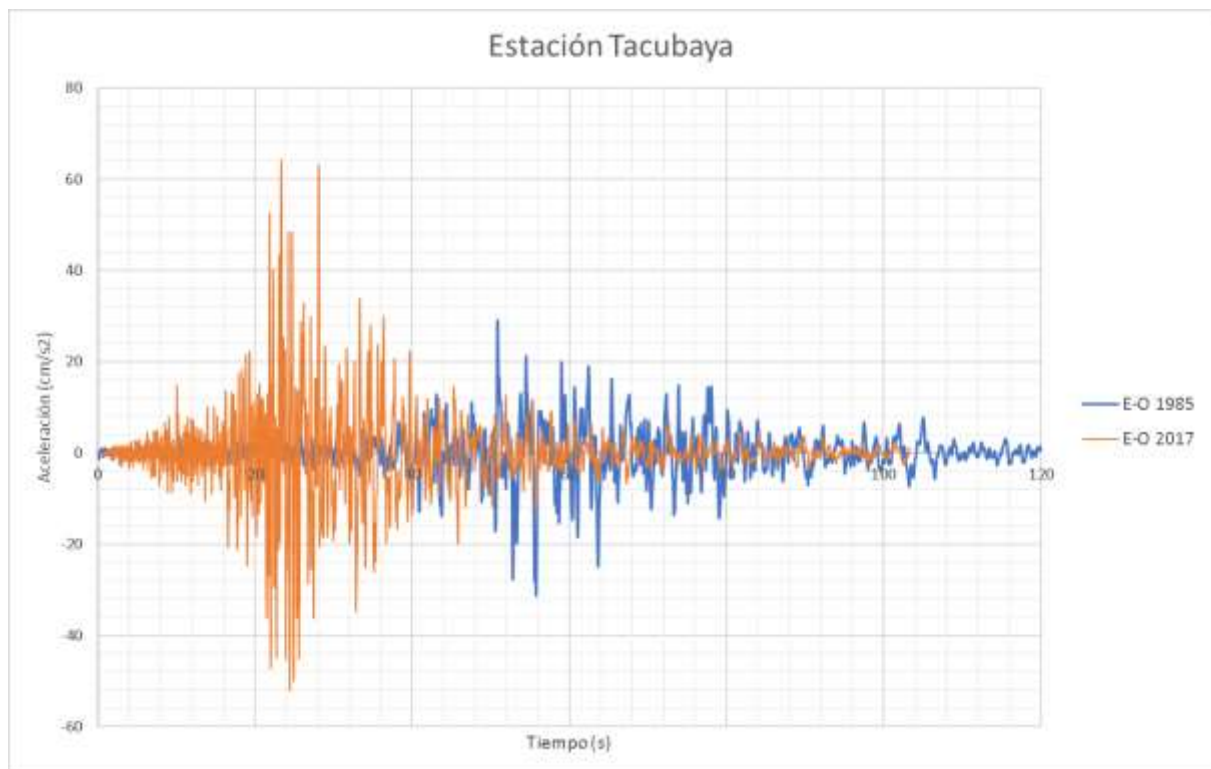


Figura 22: Acelerogramas de la estación Tacubaya en dirección este-oeste en 1985 y 2017

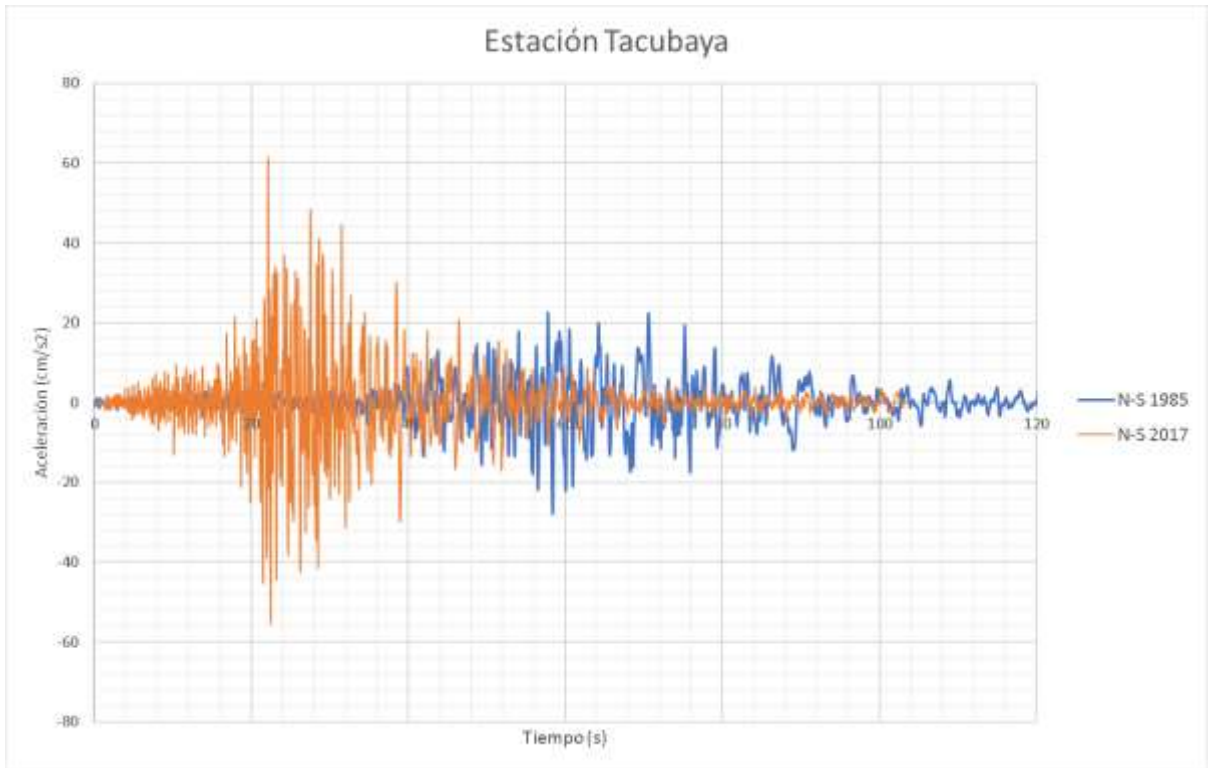


Figura 23: Acelerogramas de la estación Tacubaya en dirección norte-sur en 1985 y 2017

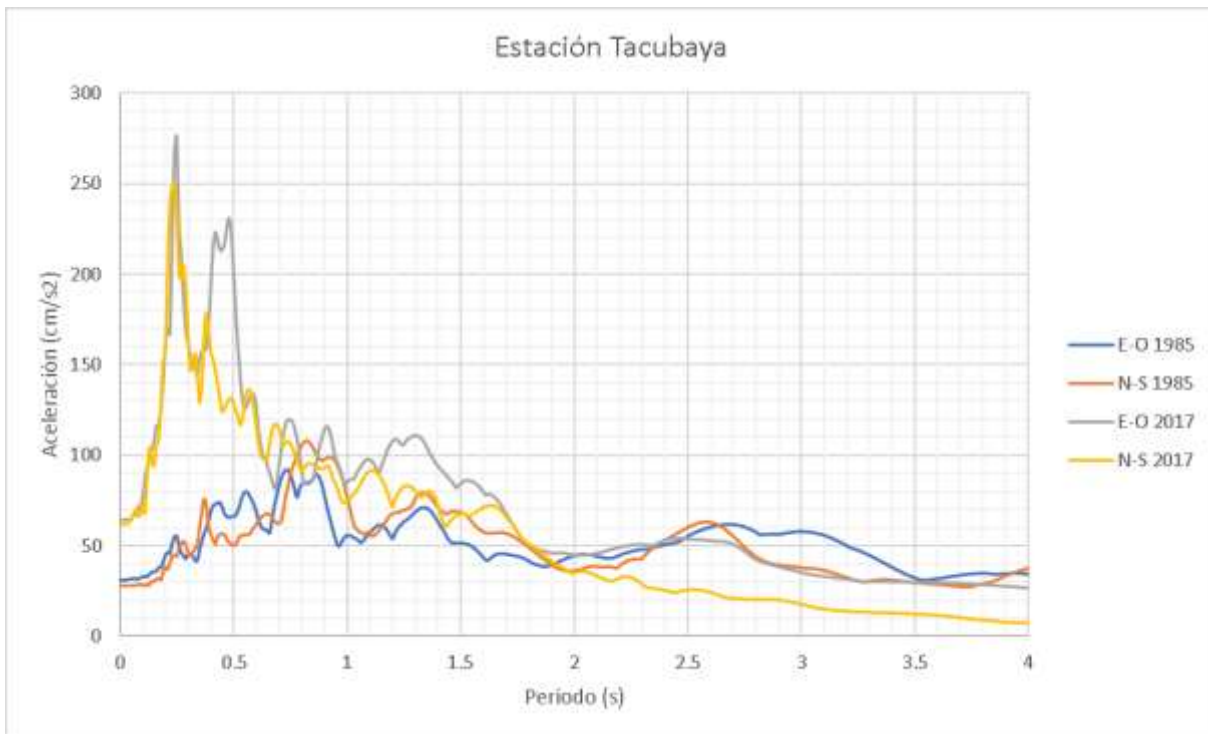


Figura 24: Espectros de respuesta de la estación Tacubaya en las dos direcciones en 1985 y 2017

Estación CU

Esta estación también se encuentra en la Zona I, por lo tanto, los acelerogramas y espectros son similares a la estación Tacubaya. En la dirección este-oeste (figura 25) en el año 1985 la aceleración máxima registrada fue de -32.08cm/s^2 y en 2017 fue de 61.29cm/s^2 .

Para la dirección norte-sur (figura 26), en 1985 fue de -27.95cm/s^2 y en 2017 de 59.06cm/s^2 .

En terreno firme no hay mucha diferencia entre la aceleración que hay en la dirección este-oeste y norte-sur como si la hay en la zona del lago donde las aceleraciones más fuertes se dieron en la dirección este-oeste.

La aceleración espectral en esta estación para el año 1985 en dirección este-oeste fue de 125.86cm/s^2 y para la dirección norte-sur de 111.52cm/s^2 . En 2017 en dirección este-oeste fue de 257.16cm/s^2 y en norte-sur de 219.91cm/s^2 .

Estas estaciones que están en terreno firme no tienen las lecturas de aceleraciones más altas debido a que los efectos más fuertes se dieron para ambos sismos en la zona del lago.

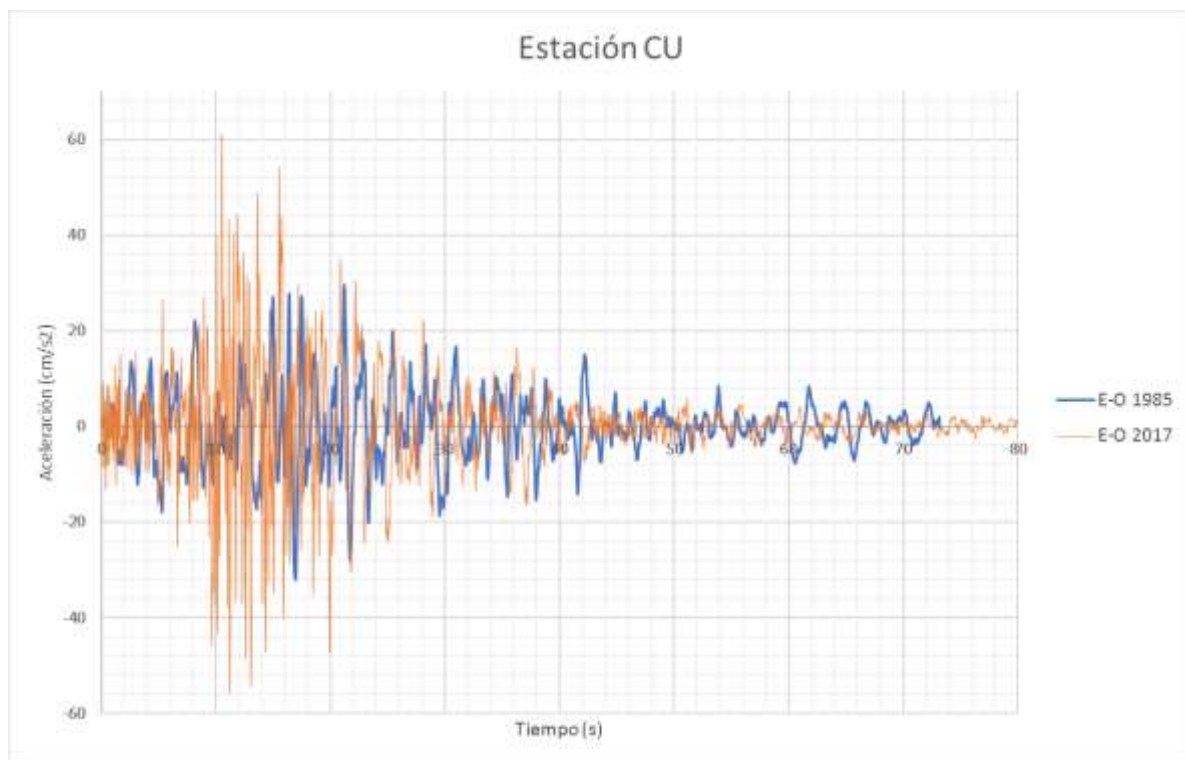


Figura 25: Acelerogramas de la estación CU en dirección este-oeste en 1985 y 2017

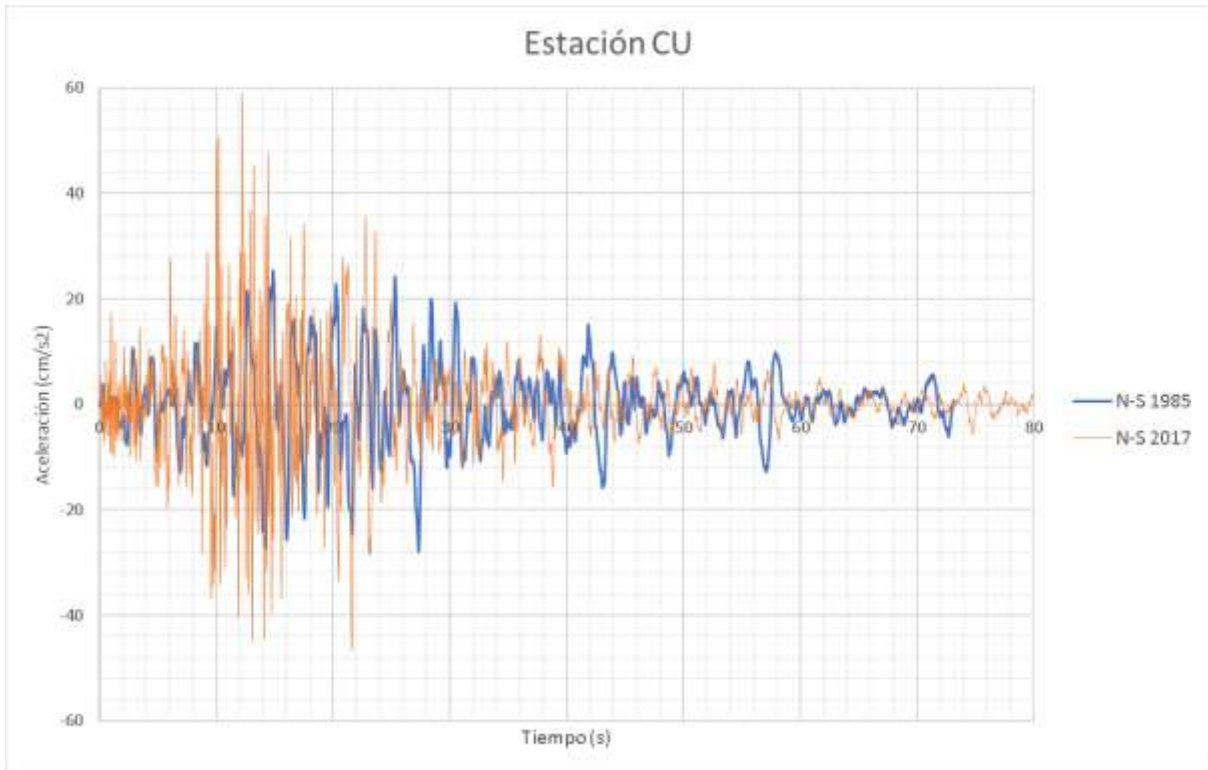


Figura 26: Acelerogramas de la estación CU en dirección norte-sur en 1985 y 2017

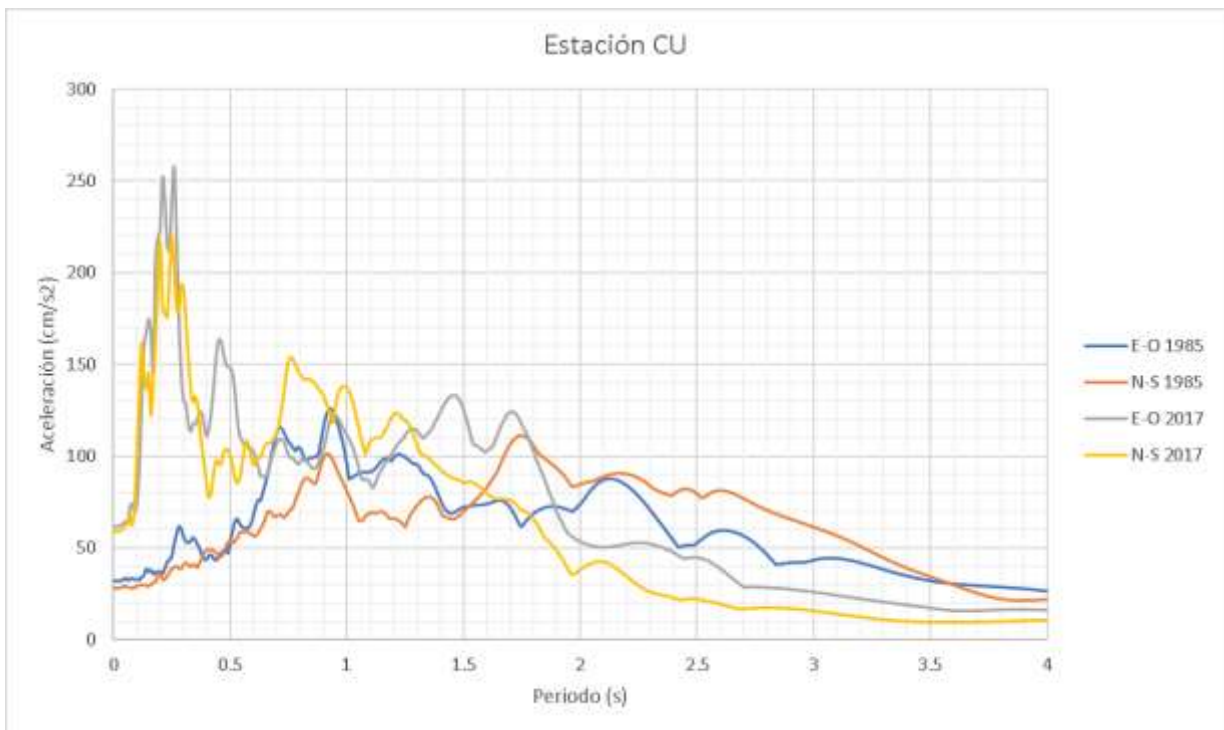


Figura 27: Espectros de respuesta de la estación CU en las dos direcciones en 1985 y 2017

CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO ORIGINAL

La estructura que se analiza es un edificio de la ciudad de México el cuál es parte de una investigación que se realizó con motivo del sismo de 1985. La investigación se llevó a cabo en 1996 (Aguilar, et al., 1996) y tuvo como propósito dar información sobre el comportamiento de los edificios reforzados luego del sismo. En la investigación también hablan de las diferentes técnicas que se usaron para el refuerzo de los edificios. La geometría del edificio y los materiales con los cuales se hace el modelo de análisis se obtuvieron de dicho reporte.

2.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio en cuestión se ubica en la ciudad de México en la zona III b (zona del lago). Fue diseñado y construido con base en el reglamento de la ciudad de México de 1966 (Aguilar 1996).

El edificio es casi regular, en planta mide 14.5m, con 2 crujías en los extremos de 4.45m y 1 en el centro de 5.6m en la dirección este-oeste y en dirección norte-sur 15.5m, con 2 crujías en los extremos de 5.1m y 1 en el centro de 5.3m.

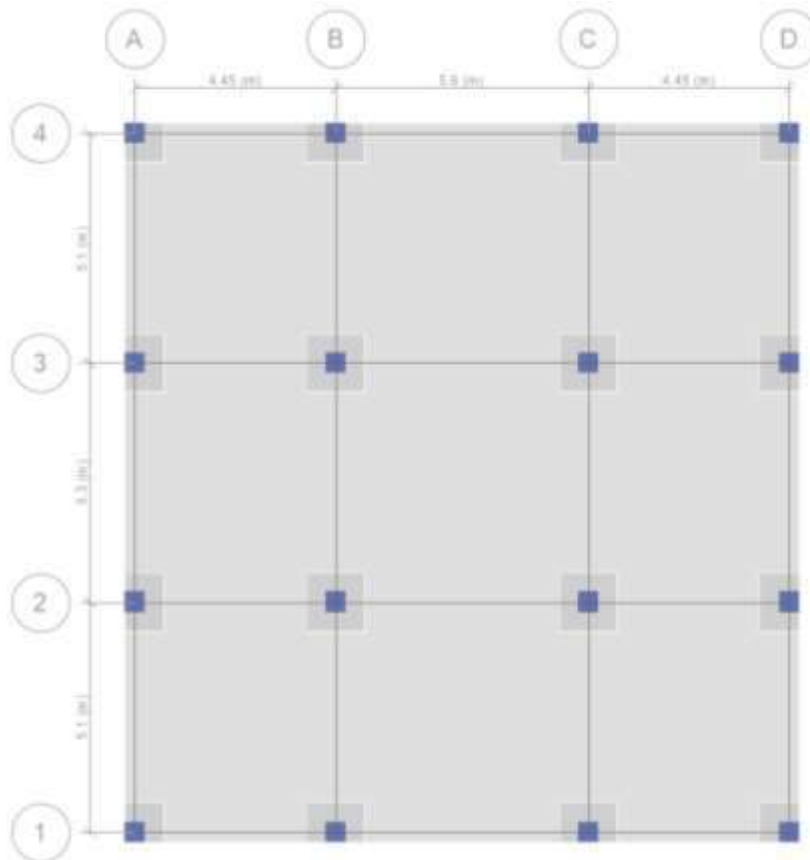


Figura 28: Edificio visto en planta.

La estructura tiene 11 pisos, la altura de entre piso es de 3m para el primer piso y 2.6m para los demás. Las losas son reticulares y tienen un espesor de 40cm para el primero piso y de 30cm para los pisos superiores.

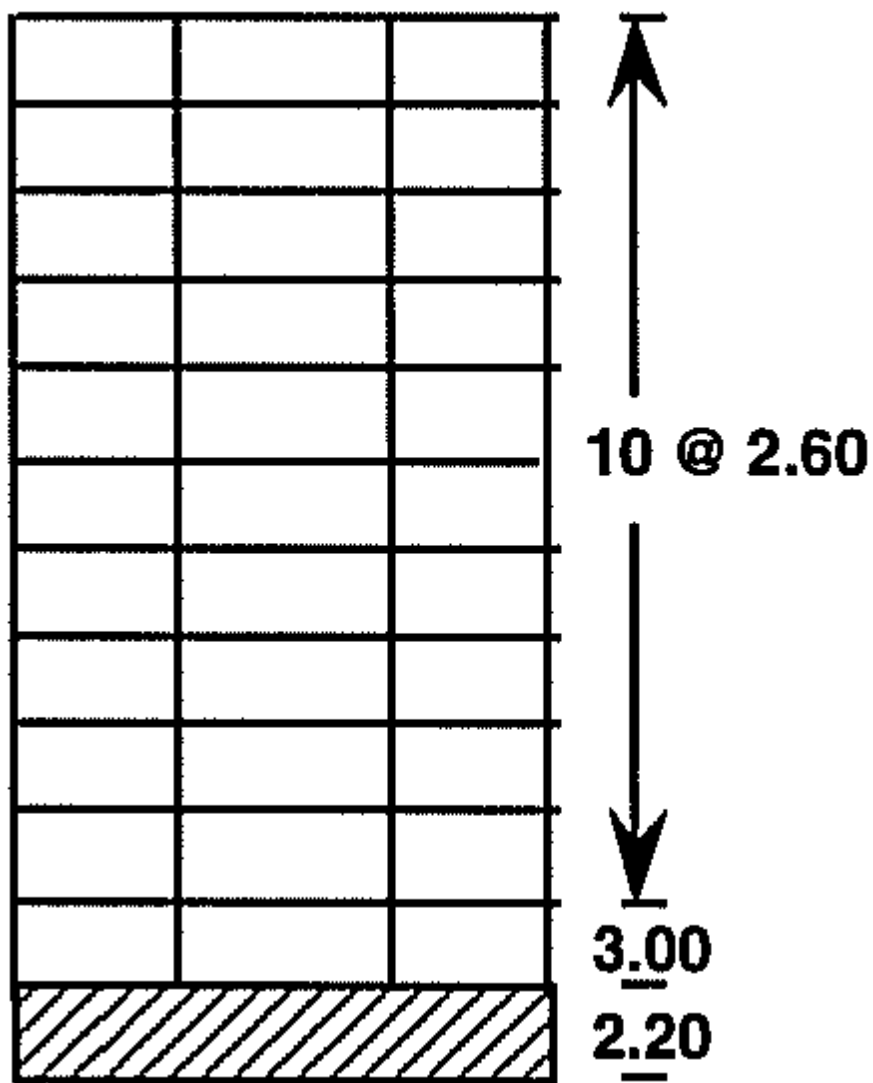


Figura 29: Edificio visto en elevación.

El edificio tiene un cajón de cimentación que mide 2.2m de profundidad. La estructura consiste en losas reticulares con columnas rectangulares, todo de concreto reforzado.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS EFECTOS DEL SISMO DE 1985

Luego del sismo se observó que el edificio sufrió daños en los muros divisorios, debido a desplazamientos considerables de la estructura. En general no hubo evidencia de peligro estructural, ya que no se detectaron asentamientos o pérdida de verticalidad. Además, la losa de cimentación y las vigas parecían estar en buenas condiciones después del sismo (Aguilar, et al., 1996).

Según lo observado, se concluyó que la estructura era muy flexible ante la acción de cargas laterales (Aguilar, et al., 1996).

2.3 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ANÁLISIS

El modelo de análisis se realizó en el programa ETABS (ETABS, 2016).

El tipo de losa es reticular, con un espesor total de 40cm (losa de primer piso) y 30cm (losa de pisos superiores) y una zona de compresión de 5cm con nervaduras de 20cm de espesor y un espaciado entre nervaduras de 40cm. Las zonas macizas son del espesor total de la losa, 40cm y 30cm. Las columnas tienen una sección propuesta de 45x45cm. Los muros tienen un espesor de 15 cm. Se decidió no modelar el cajón de cimentación ya que, con éste, el análisis tarda más y los resultados son los mismos que si se modela sin cajón.

El material de las columnas y de las losas es concreto con una resistencia propuesta de 250kg/cm^2 y módulo de elasticidad de 158114 kg/cm^2 . El material de los muros es mampostería con un módulo de elasticidad de 63245 kg/cm^2

Los periodos naturales del modelo son: 1.289 segundos en la dirección este-oeste y de 0.951 segundos en la dirección norte-sur.

Las cargas propuestas para análisis son de 300kg/m^2 de carga muerta y 100kg/m^2 para la carga viva. Se propusieron estas cargas y no las de diseño debido a que las cargas reales a las que estaban sometidas las estructuras en el momento en que ocurrió el sismo eran menores a las de diseño.

Los apoyos se colocaron en la base de las columnas y son empotrados (restringen los desplazamientos y los giros en las 3 direcciones).

El peso total del edificio es de 2981.72 toneladas.

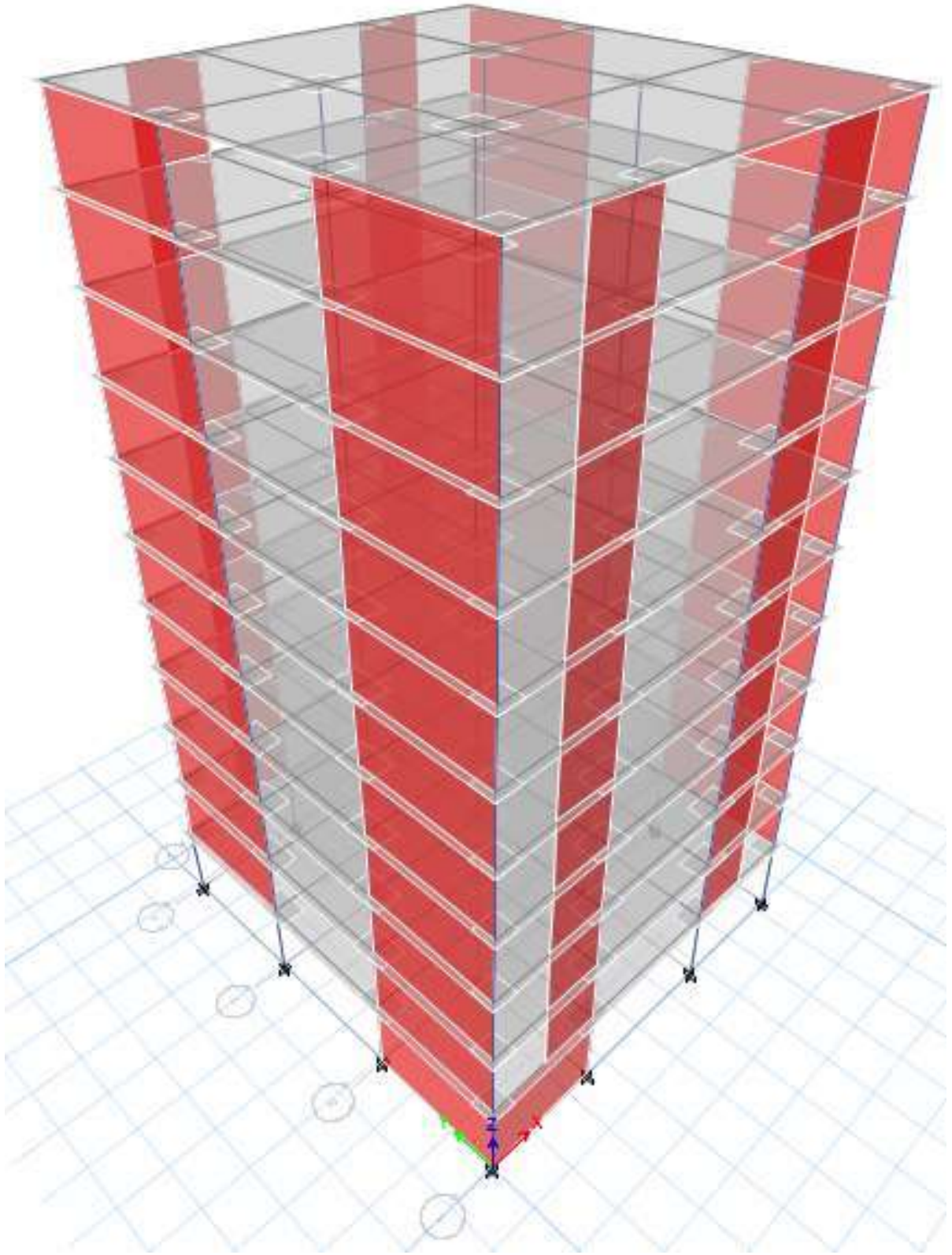


Figura 30: Modelo del edificio realizado en ETABS.

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DEL EDIFICIO ORIGINAL (ANTES DEL REFUERZO)

3.1 TIPOS DE ANÁLISIS

En este capítulo se describen los diferentes análisis que se hacen al edificio con el fin de conocer su comportamiento durante los sismos de 1985 y 2017. A partir de un análisis modal se determinan las frecuencias y modos de vibrar del edificio, y se observa su relación con las características del movimiento del terreno por medio de los espectros de respuesta. Posteriormente se realiza un análisis lineal en el tiempo y se determinan las principales respuestas del edificio. Interesa conocer sus desplazamientos, distorsiones de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos flexionantes en las columnas. Con base en estos resultados se evaluará el buen o mal comportamiento del edificio.

3.2 ANÁLISIS MODAL

En el análisis modal se describe la manera de vibrar del edificio en sus tres componentes de traslación y sus tres componentes de rotación. Sin embargo, dadas las características del sismo, se tiene interés por las dos componentes horizontales y la rotación alrededor del eje vertical (Z). Para estas direcciones se comparan los periodos fundamentales con las aceleraciones espectrales para determinar su relación con la aceleración espectral máxima.

El modo 1 de vibrar del edificio es en el que los desplazamientos se dan en la dirección este-oeste (figura 31); el periodo de este modo es de 1.289 segundos.

El modo 2 de vibrar del edificio es en el que los desplazamientos se dan en la dirección norte-sur (figura 32); el periodo de este modo es de 0.951 segundos.

El modo 3 de vibrar del edificio es en el que se produce la torsión en planta del edificio (figura 33); el periodo de este modo es de 0.652 segundos.

En la tabla 1 se muestra la tabla de participación de masas en la cual se muestra que desde el modo 8 de vibrar ya se tiene una suma de más del 90% de participación del peso del edificio actuando en los modos naturales de vibrar. Con esto se verifica el párrafo 1 del apartado 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-S, 2017).

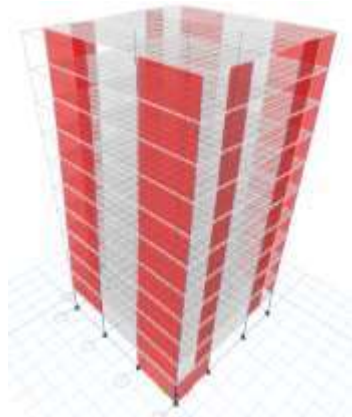


Figura 31: Modo 1 de vibrar
(dirección este-oeste)

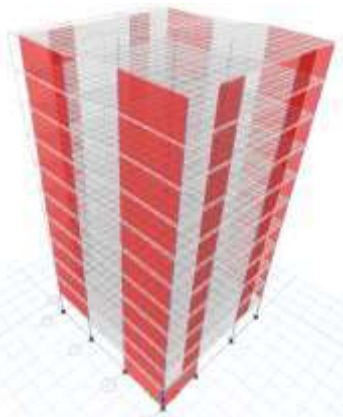


Figura 32: Modo 2 de vibrar
(dirección norte-sur)

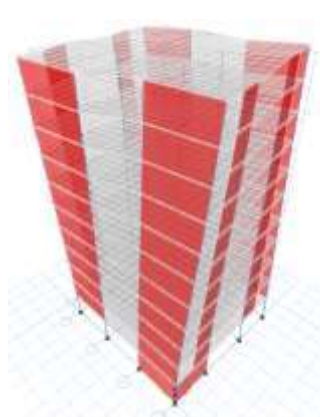


Figura 33: Modo 3 de vibrar
(torsión en planta)

Tabla 1: Periodos y porcentaje de participación de masas.

Modo	Periodo (s)	Porcentaje de participación		
		Dirección e-o	Dirección n-s	Torsión en planta
1	1.289	73%	0%	0%
2	0.951	73%	74%	0%
3	0.652	73%	74%	73%
4	0.38	86%	74%	73%
5	0.268	86%	95%	73%
6	0.199	92%	95%	73%
7	0.192	92%	95%	73%
8	0.185	92%	95%	91%
9	0.152	92%	95%	91%
10	0.14	92%	95%	91%
11	0.129	95%	95%	91%
12	0.129	96%	99%	91%

Inicialmente se revisaron las aceleraciones espectrales correspondientes al edificio con la estación SCT durante el sismo de 1985, debido a que era la estación más cercana al edificio en ese año y se localiza en un sitio con propiedades dinámicas semejantes a las del lugar donde se ubica el edificio. También se revisan las aceleraciones originadas por el sismo de septiembre de 2017 obtenidas con el registro de la estación de la SCT. A pesar de que en 2017 se contaba con estaciones más próximas al edificio, se estudia la respuesta con el acelerograma de la SCT con fines de comparación con lo ocurrido en 1985.

Durante el sismo de 1985 la aceleración espectral máxima se registró para periodos de 2.03 y 2.05 segundos, para las direcciones este-oeste y norte-sur respectivamente; debido a la diferencia entre periodos, el edificio no sufrió daños estructurales, solo daños en elementos no estructurales, debido a la flexibilidad del edificio. En la dirección este-oeste, que fue

donde se generó la aceleración espectral más elevada, el edificio fue sacudido con una aceleración de 280.6 cm/s^2 (la más alta fue de 950.8 cm/s^2), esto debido a su periodo en esta dirección de 1.29 segundos (figura 34) y en dirección norte-sur, el edificio recibió una aceleración de 156.42 cm/s^2 , correspondiente a un periodo de 0.95 segundos (figura 34) según el espectro de respuesta de la estación SCT en 1985 (valor máximo de 619.38 cm/s^2).

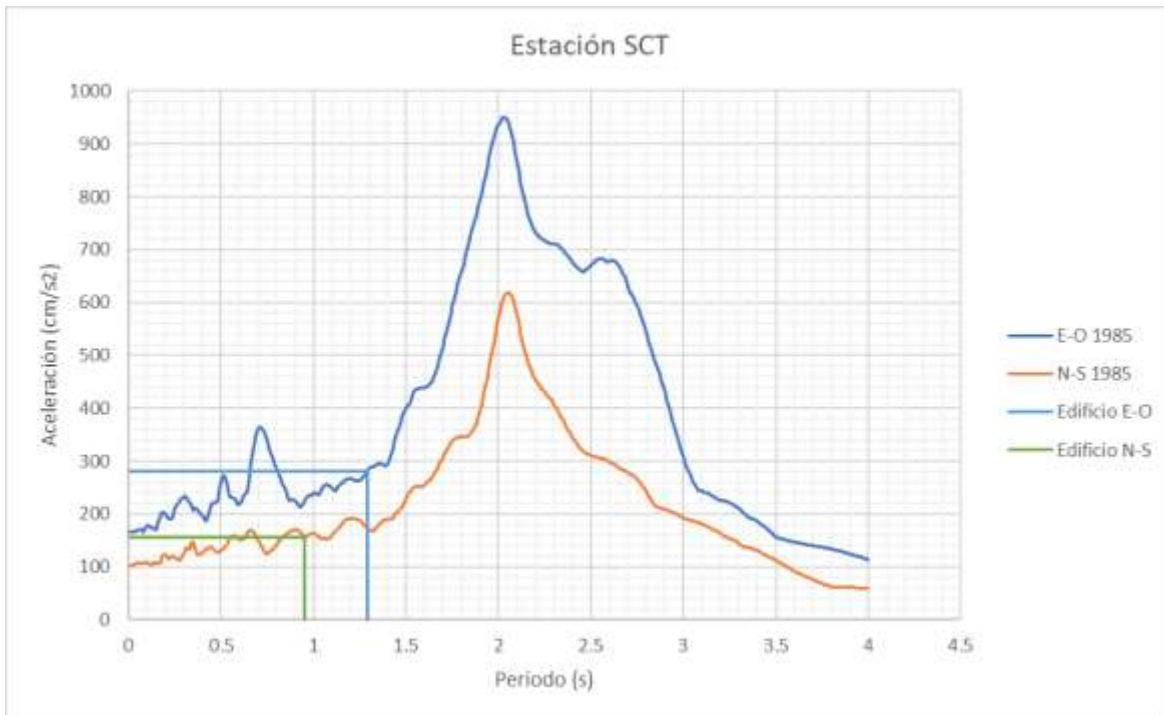


Figura 34: Espectro de respuesta de la estación SCT en 1985 con las aceleraciones correspondientes a los periodos del edificio.

Para el sismo de 2017 las aceleraciones espectrales máximas en la estación SCT se tuvieron en los periodos de 1.79 segundos en la dirección este-oeste y de 1.75 segundos en la dirección norte-sur. La aceleración espectral máxima en la dirección este-oeste fue de 583.83 cm/s^2 y la que sacudió al edificio en esta dirección fue de 240.9 cm/s^2 (figura 35), en la dirección norte-sur la aceleración espectral máxima fue de 366.03 cm/s^2 y la que le corresponde al edificio fue de 177.86 cm/s^2 (figura 35).

Las aceleraciones a las que estuvo sometido el edificio en 1985 y en 2017 según el espectro de respuesta de la estación SCT son muy similares, siendo más elevado el valor en dirección E-O para 1985 y en dirección N-S para el caso de 2017, esto es debido a que en ambos eventos las aceleraciones son parecidas para ese intervalo de periodos.

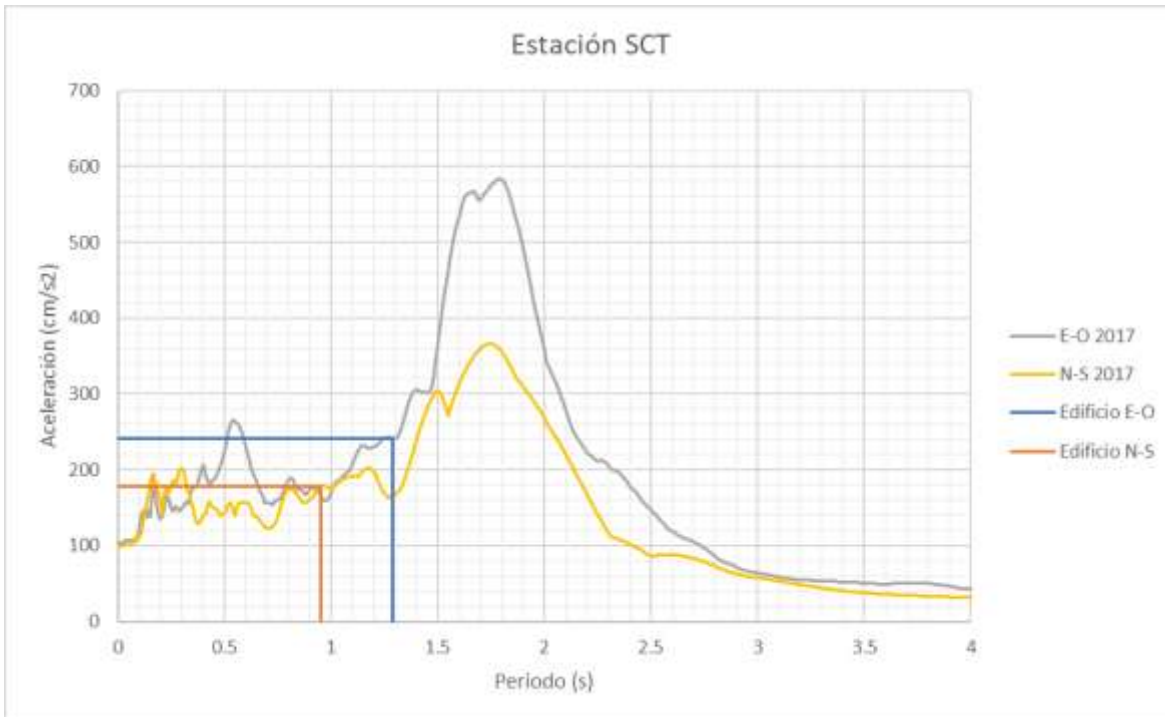


Figura 35: Espectro de respuesta de la estación SCT en 2017 con las aceleraciones correspondientes a los periodos del edificio.

Posteriormente, se analiza el edificio con los acelerogramas obtenidos en 2017 con los registros de la estación más cercana al edificio, que es la estación “Escuela Secundaria Diurna No.23”. Las mayores aceleraciones registradas en 2017 se obtuvieron en la estación Culhuacán, sin embargo, no fue utilizada para el análisis del edificio por ubicarse en tipo de suelo diferente al que se tiene en el lugar donde se ubica el edificio.

Los datos de la estación más cercana al edificio durante el sismo de 2017 son los siguientes:

Nombre: Escuela Secundaria Diurna No. 23

Clave: LI58

Ubicación: Delegación Cuauhtémoc, Colonia Juárez, Calle Liverpool entre Génova y Amberes.

Latitud: 19.4263°

Longitud: -99.1569°

Altitud: 2233msnm

Tipo de suelo: Zona IIIb

En esta estación la aceleración máxima del terreno en la dirección este-oeste fue de 98.58cm/s^2 a los 24 segundos de iniciado el movimiento (figura 36). En la dirección nortesur fue de 106.94cm/s^2 a los 20 segundos de movimiento (figura 37). Los valores de aceleraciones de terreno en esta estación fueron inferiores a los que se registraron en la estación Culhuacán.

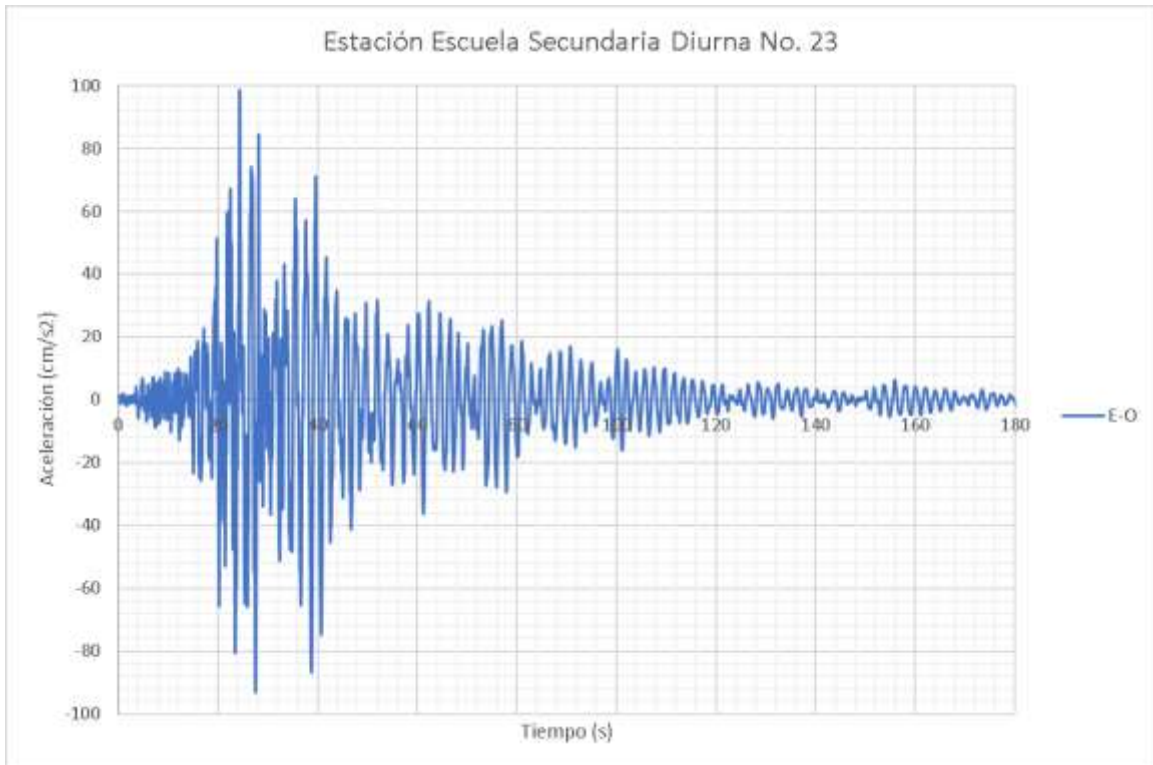


Figura 36: Acelerograma de la Estación Escuela Secundaria Diurna No. 23 en dirección este-oeste en 2017

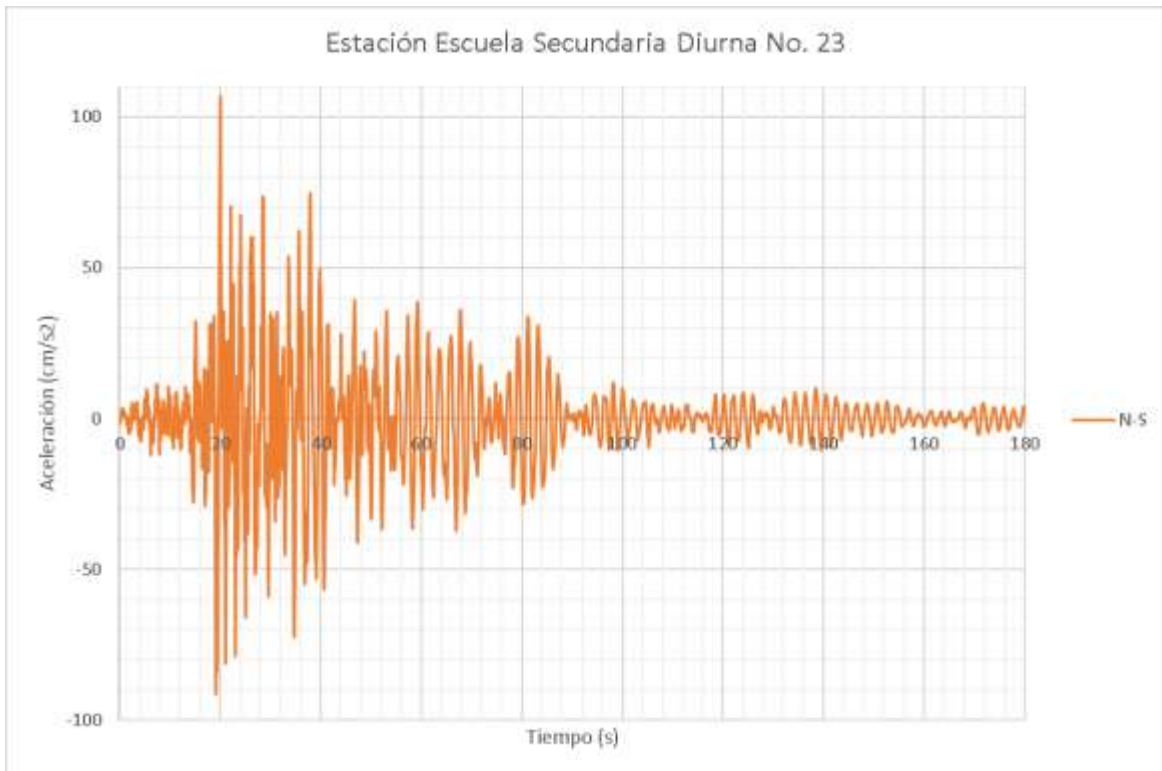


Figura 37: Acelerograma de la Estación Escuela Secundaria Diurna No. 23 en dirección norte-sur en 2017

La aceleración espectral máxima en esta estación es de 409.95cm/s^2 para un periodo de 2.14 segundos en la dirección este-oeste y la que corresponde al periodo del edificio en esta dirección es de 259.37cm/s^2 (figura 38); la aceleración espectral máxima en la dirección norte-sur es de 362.9cm/s^2 para un periodo de 1.94 segundos y la que le corresponde en esta dirección al edificio es de 205.58cm/s^2 (figura 38).

Las aceleraciones que le corresponden al edificio según los registros de la estación LI58, son un poco mayores que las que le corresponden para el espectro de la estación SCT, que la diferencia sea poca es debido a que las estaciones están en el mismo tipo de suelo y ambas son cercanas entre sí y con el edificio.

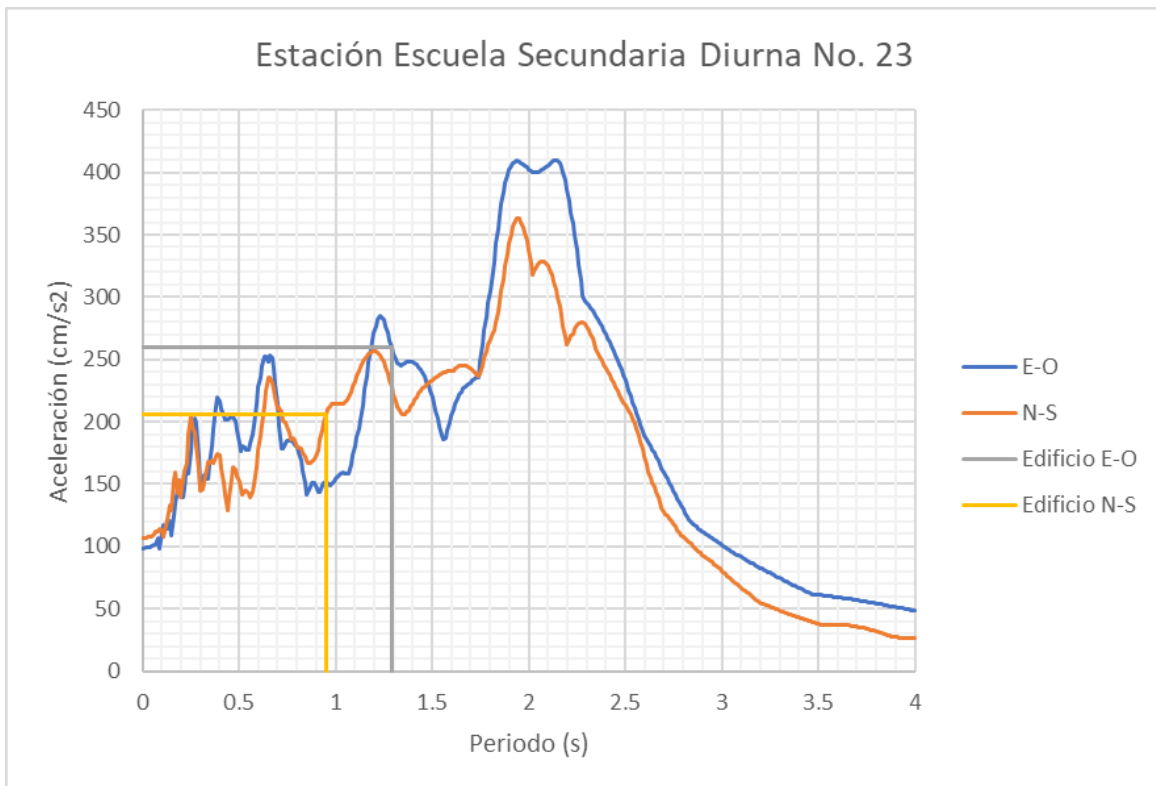


Figura 38: Espectro de respuesta de la estación Escuela Secundaria Diurna No. 23 en 2017 con las aceleraciones correspondientes a los periodos del edificio

3.3 ANÁLISIS LINEAL EN EL TIEMPO

En el análisis lineal se revisan los desplazamientos y distorsiones en la estructura provocados por los sismos de 1985 y 2017, así como los elementos mecánicos actuantes en las columnas al momento de los sismos.

El primer caso por analizar es lo ocurrido en 1985 con la estación de la SCT, y se obtuvieron los siguientes resultados:

El desplazamiento mayor se tuvo en la esquina identificada con el nodo 4D (ver figura 28) del último piso, con un valor de 15.89cm en la dirección E-O, y de 5.24cm en dirección N-S. En la figura 39 se muestran los desplazamientos del nodo durante el sismo en las dos direcciones.

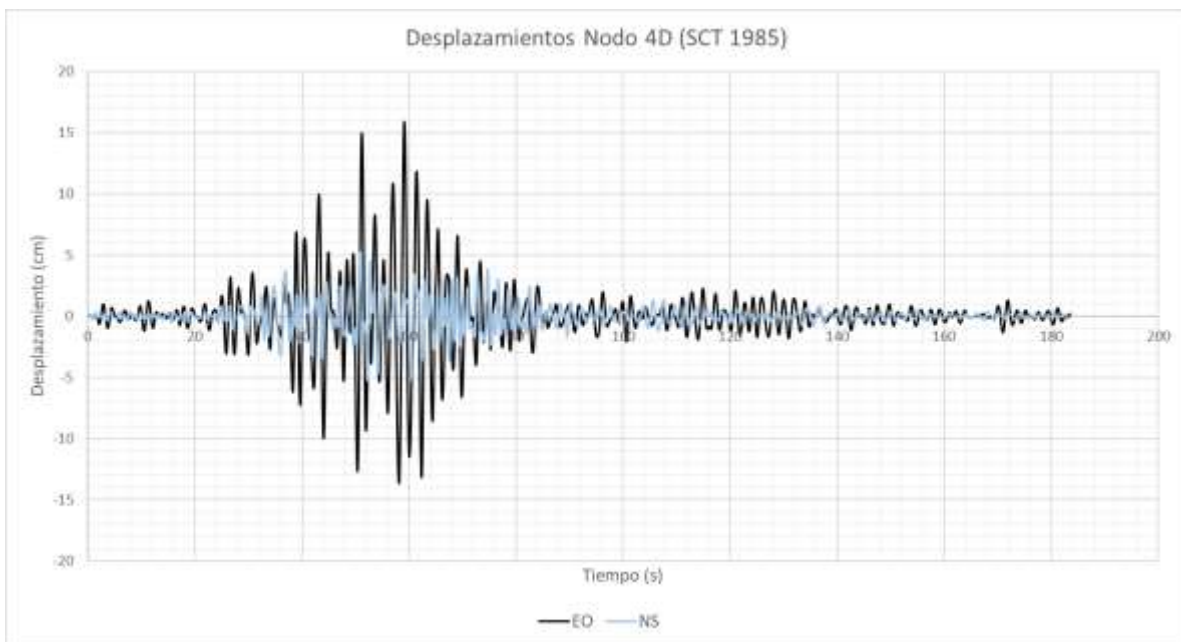


Figura 39: Desplazamientos en dirección N-S y E-O del Nodo 4D durante el sismo de 1985

Las distorsiones del edificio en cada piso, definidas como el desplazamiento de entrepiso entre la altura de entrepiso, se obtuvieron con ayuda del programa ETABS, para la dirección E-O la distorsión máxima se tuvo en el piso 4 con un valor de 0.7% y en dirección N-S en el piso 1 con valor de 0.2% (figura 40).

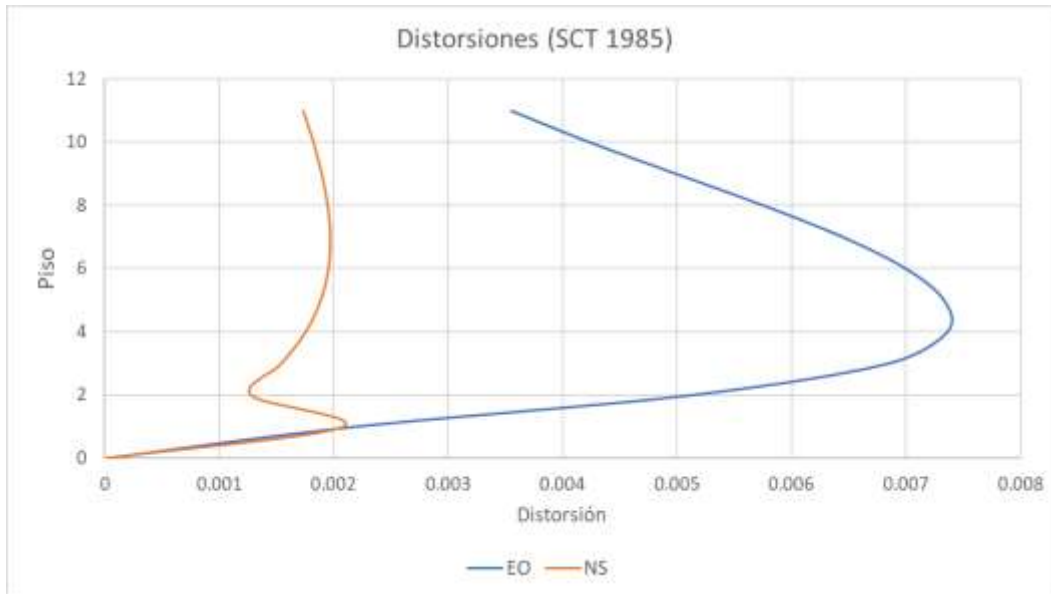


Figura 40: Distorsiones del edificio en ambas direcciones durante el sismo de 1985

Para el caso de los elementos mecánicos se revisaron los cortantes y momentos más elevados para cada dirección.

El cortante más elevado en la dirección E-O se tuvo en la columna 1A del piso 2, con un valor de 25.78 t. En la figura 41 se observa que en el segundo 0 el cortante ya tiene un valor, esto es debido a que la carga muerta y viva considerada al edificio provoca que, en todo momento, incluso cuando no hay sismo actuando, se tenga un cortante en esa columna el cual se suma al cortante generado por el sismo.

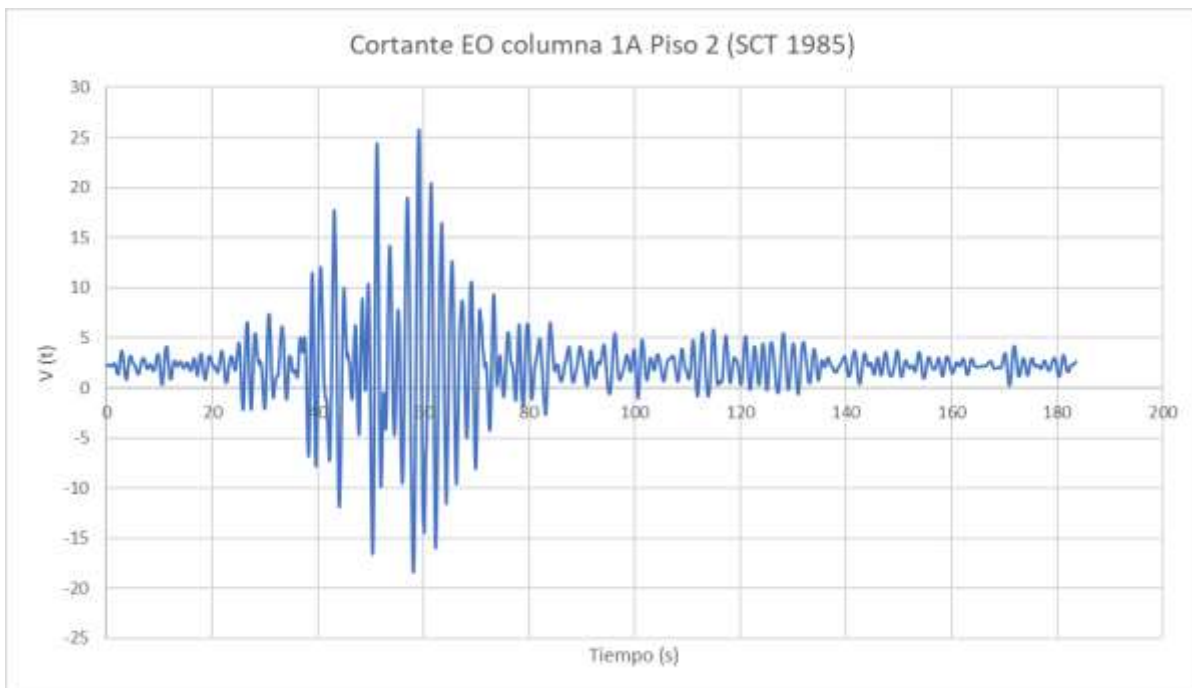


Figura 41: Cortante en dirección E-O de columna 1A piso 2 durante el sismo de 1985

El cortante más elevado en la dirección N-S no se tiene en la misma columna que en E-O, esto debido a que el edificio no es totalmente simétrico. Para la dirección N-S, la columna que se analizó es la 3D del piso 1 que sufrió el cortante mayor en esta dirección de 13.7 t (figura 42).

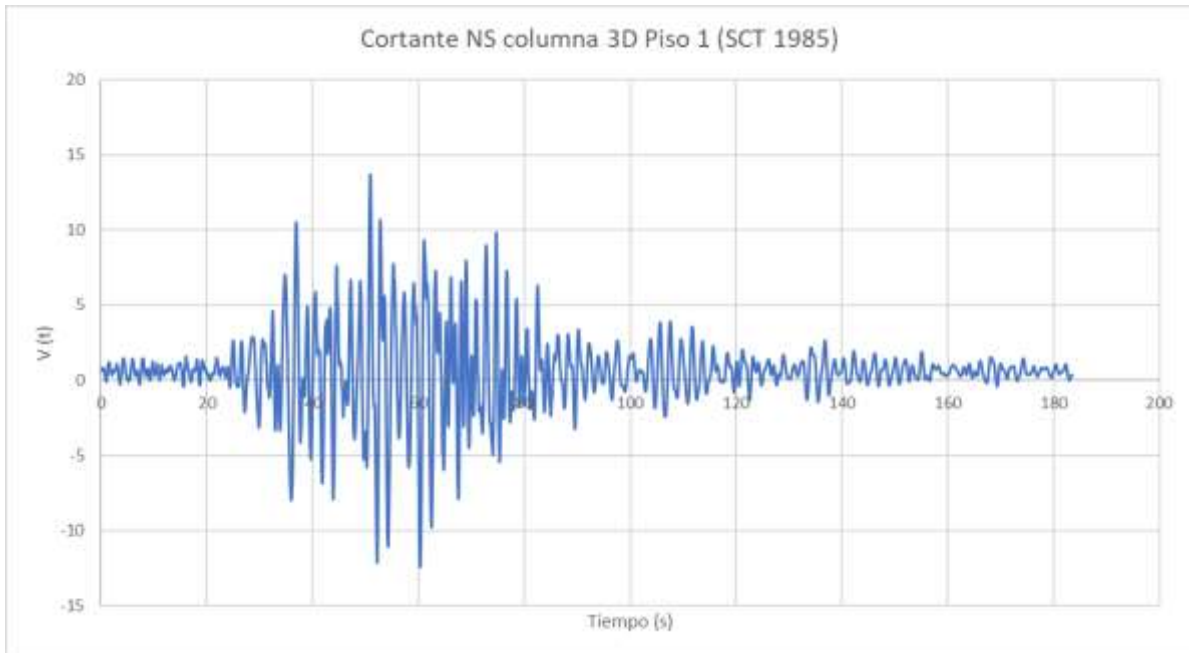


Figura 42: Cortante en dirección N-S de columna 3D piso 1 durante el sismo de 1985

Para la columna 1A del piso 2 el cortante en la dirección N-S tiene un valor despreciable y por esa razón no se agrega su gráfica de cortantes en el tiempo. De igual forma en la columna 3D del piso 1 en la dirección E-O los cortantes son muy pequeños y por ello no se anexa su gráfica.

El momento mayor generado por el sismo en dirección E-O se tuvo en la misma columna en la que se tiene el cortante mayor en esta dirección (columna 1A piso 2). El momento mayor tiene un valor de 42.14 t-m y se muestra su gráfica de comportamiento durante el sismo en la figura 43.

Y el momento mayor en la dirección N-S es de 21.01 t-m (figura 44), se da en la columna 3D en el piso 1 igual que el cortante mayor en dirección N-S.

De igual forma, en los momentos no se agregan las gráficas en las direcciones que tienen valores de momentos muy bajos.

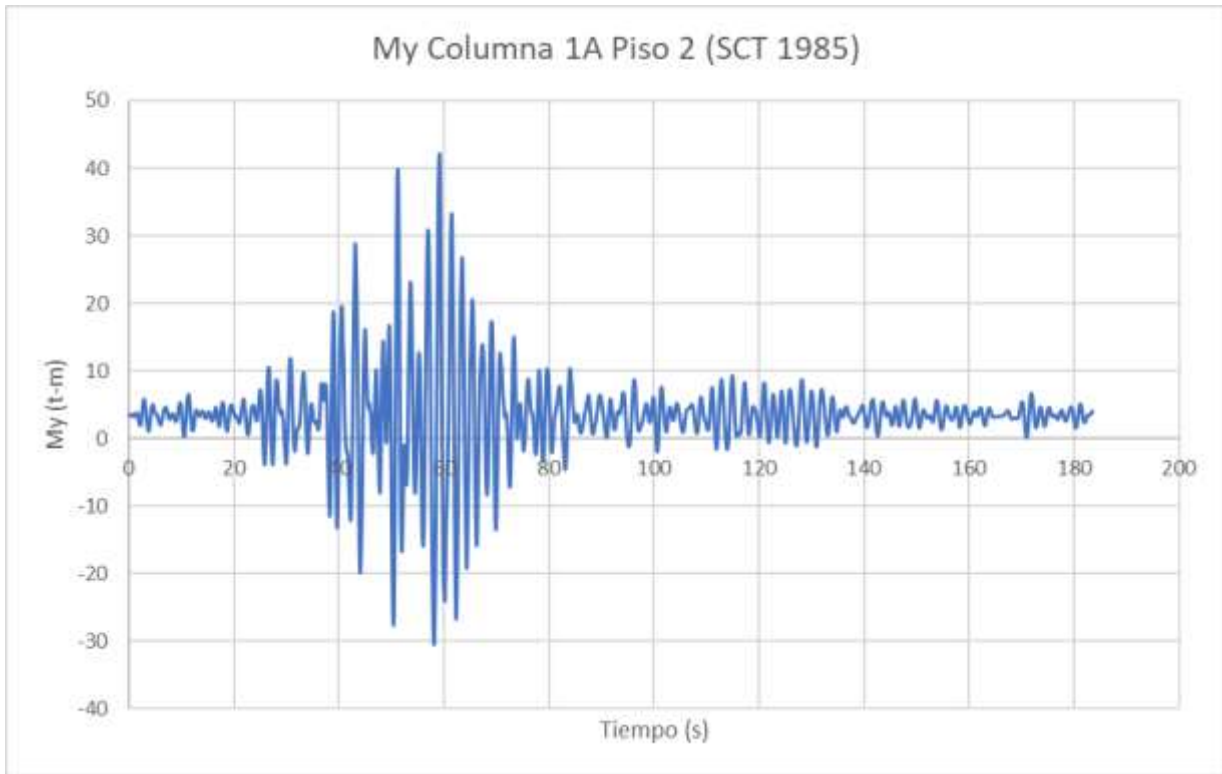


Figura 43: Momento en dirección E-O de columna 1A piso 2 durante el sismo de 1985

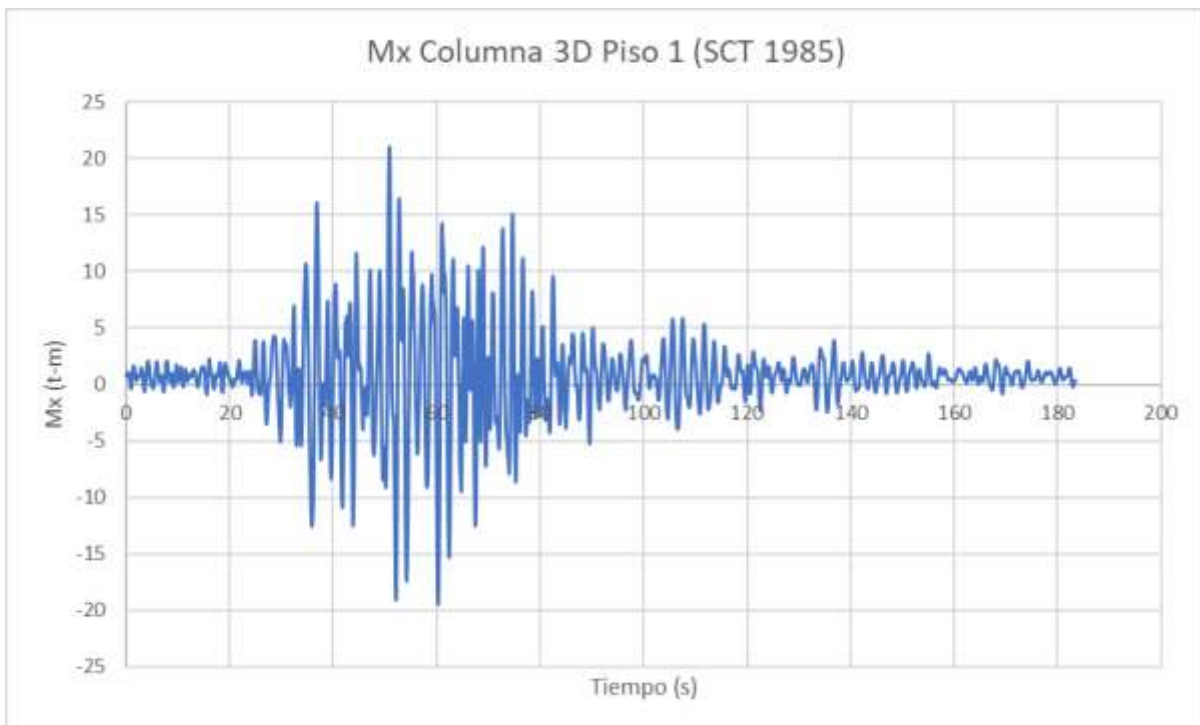


Figura 44: Momento en dirección N-S de columna 3D piso 1 durante el sismo de 1985

Para el caso del registro de la estación SCT en 2017 los resultados fueron los siguientes:

Los desplazamientos más elevados se tuvieron en el mismo lugar que en el caso anterior, en la esquina que tiene el nodo 4D. El valor del desplazamiento más elevado en dirección E-O es de 13.86 cm y en dirección N-S de 5.69 cm. Los desplazamientos del nodo 4D en el tiempo en el que sismo actúa se muestran en la figura 45.

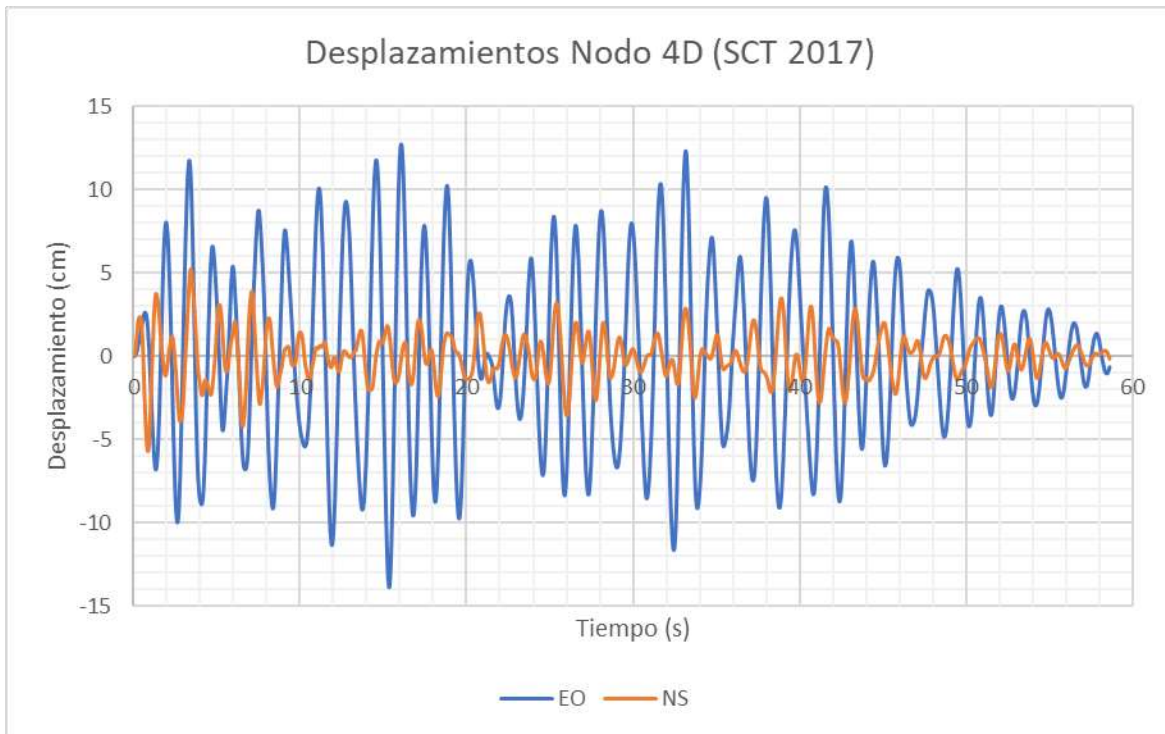


Figura 45: Desplazamientos en dirección N-S y E-O del Nodo 4D durante el sismo de 2017

La distorsión más alta para la dirección E-O se tiene en el piso 5 y tiene un valor de 0.6%, en el caso de la dirección N-S es en el piso 8 con valor de 0.2%. Las distorsiones de todos los pisos se muestran en la figura 46.

El cortante más elevado para la dirección E-O se tiene en la columna 4A en el piso 4. El valor absoluto que toma el cortante es de 21.24 t (figura 47) y para la dirección N-S la columna que tiene el cortante más elevado es la misma que en el caso de 1985, la columna 3D del piso 1 y tiene un valor de 13.35 t (figura 48).

En el caso de los momentos, el más elevado generado por el sismo en dirección E-O es de 35.84 t-m, este en la columna 1A del piso 2. En dirección N-S en la columna 3D del piso 1 es de 20.59 t-m. En las figuras 49 y 50 se muestran las gráficas de los momentos durante el sismo para las direcciones E-O y N-S respectivamente.

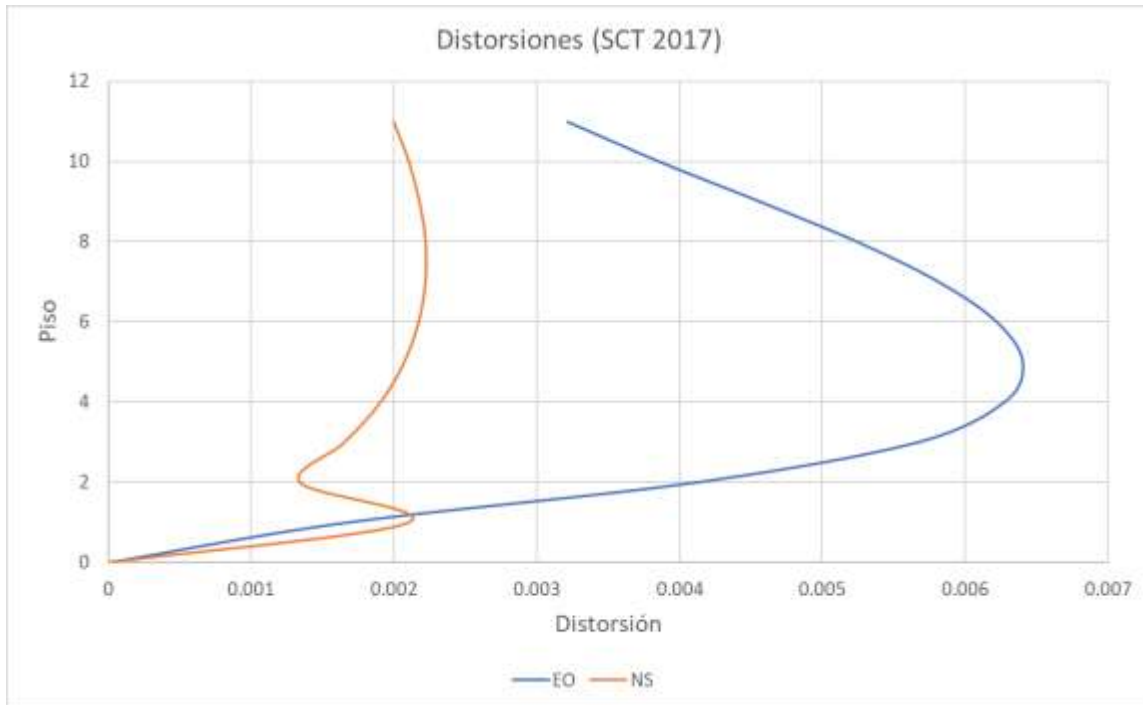


Figura 46: Distorsiones del edificio en ambas direcciones durante el sismo de 2017

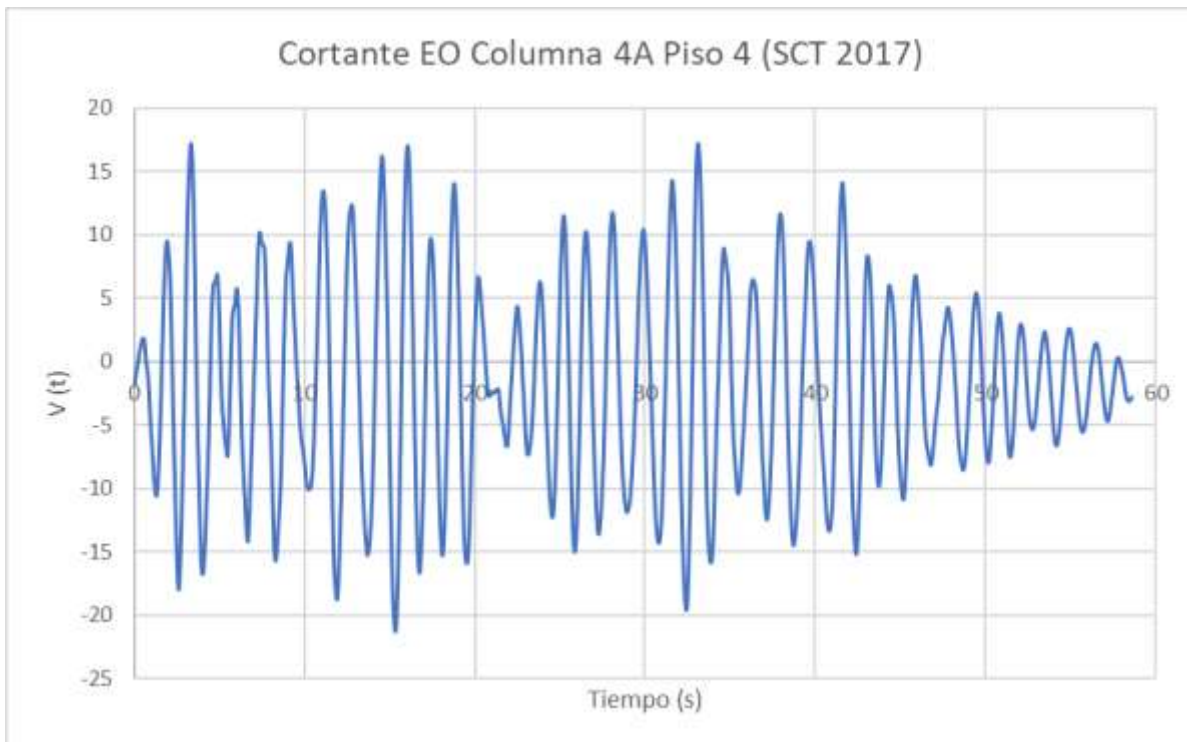


Figura 47: Cortante en dirección E-O de columna 4A piso 4 durante el sismo de 2017

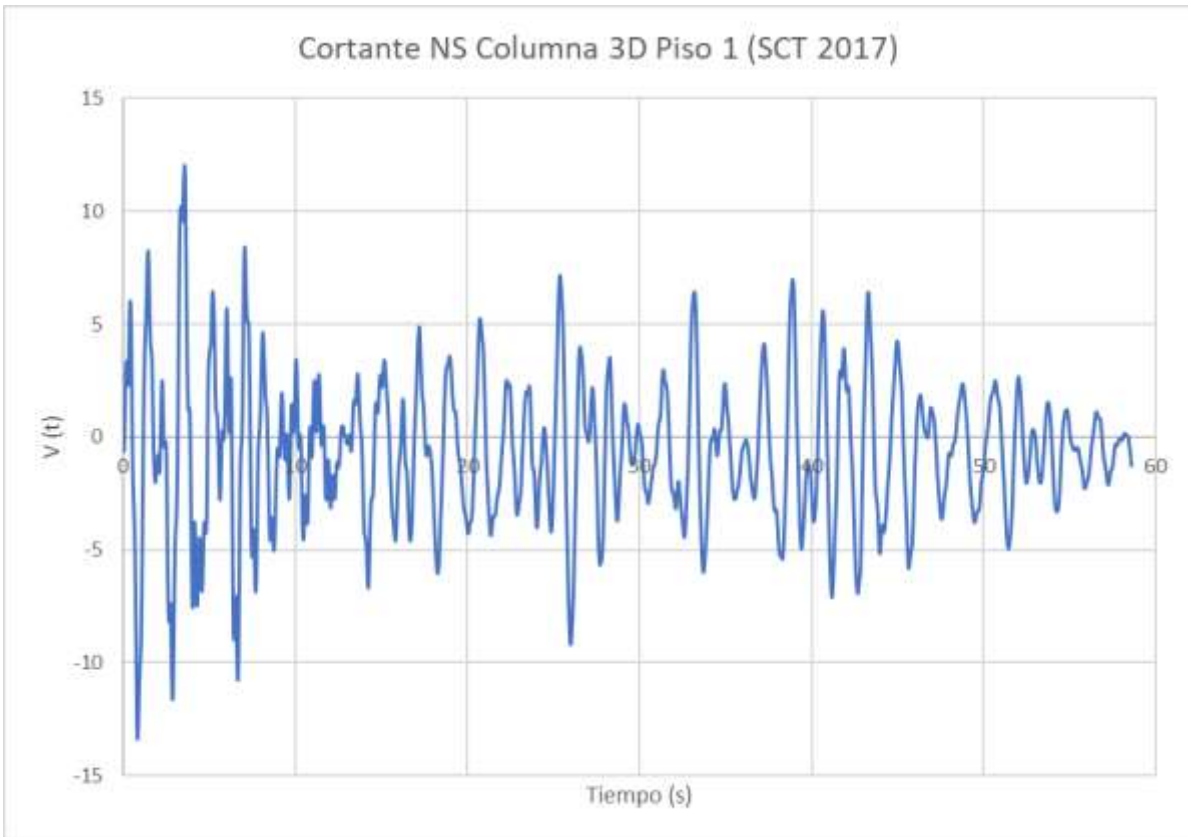


Figura 48: Cortante en dirección N-S de columna 3D piso 1 durante el sismo de 2017

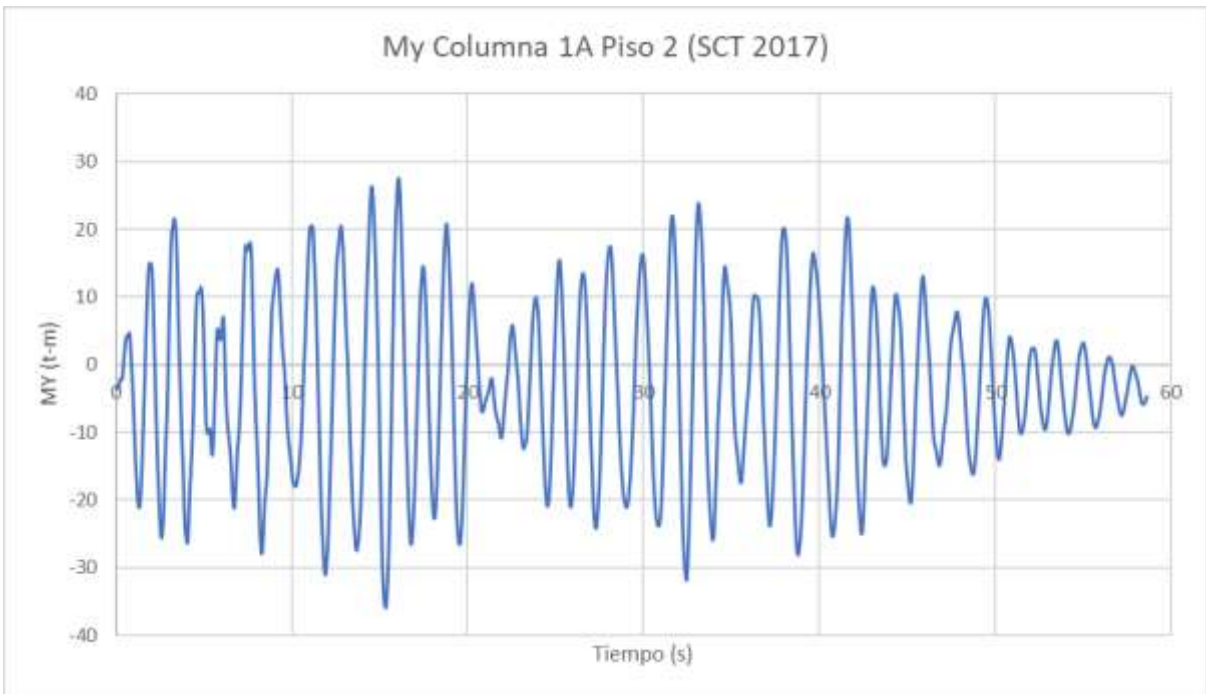


Figura 49: Momento en dirección E-O de columna 1A piso 2 durante el sismo de 2017

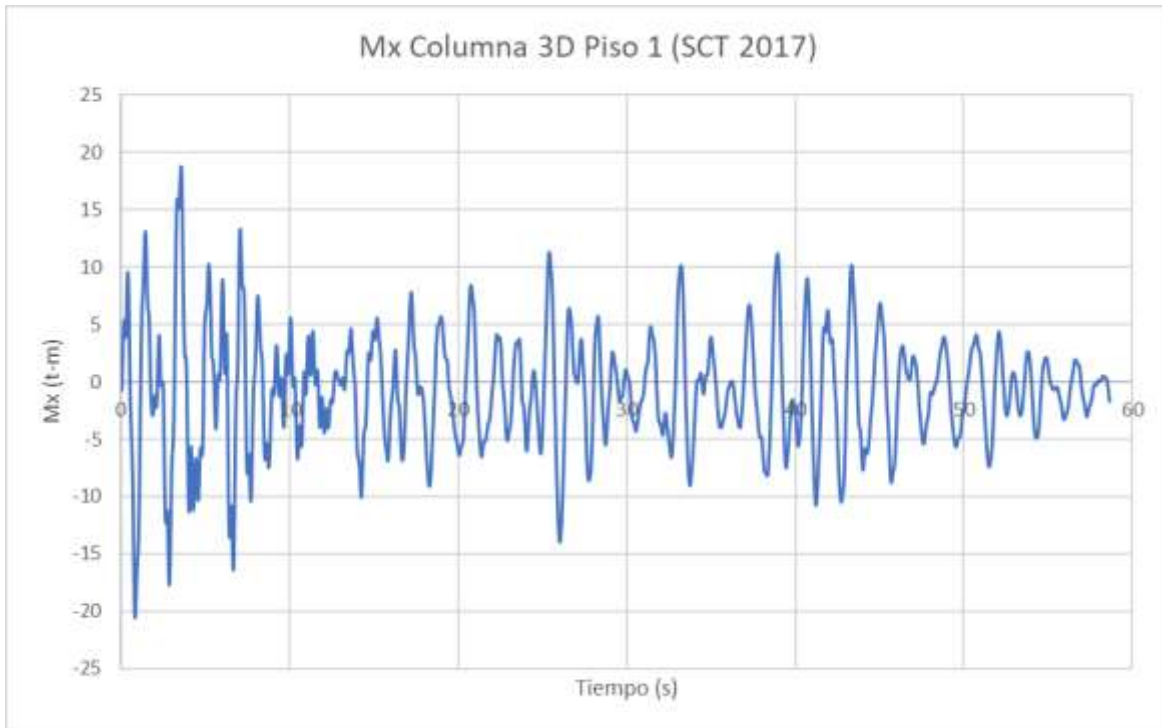


Figura 50: Momento en dirección N-S de columna 3D piso 1 durante el sismo de 2017

En la siguiente tabla se muestra un resumen comparativo de los resultados en ambos sismos.

Tabla 2: Resumen de los resultados en ambos sismos, estación SCT

Año	Desplazamientos		Distorsiones		Cortantes		Momentos	
	E-O	N-S	E-O	N-S	E-O	N-S	E-O	N-S
1985	15.89 cm	5.24 cm	0.007359	0.002073	25.78 t	13.7 t	42.14 t-m	21.01 t-m
2017	13.86 cm	5.69 cm	0.006404	0.002222	21.24 t	13.35 t	35.84 t-m	20.59 t-m

Los resultados para ambos registros son similares, con las mayores diferencias en la dirección E-O que para la dirección N-S. Esto se debe a los periodos que tiene el edificio, al revisar los espectros de respuesta (figura 51) se observa que las aceleraciones espectrales que corresponden a los periodos del edificio son casi iguales para dirección N-S y variando un poco más para la dirección E-O. Por esta razón es que los análisis para ambos sismos arrojaron resultados tan parecidos.

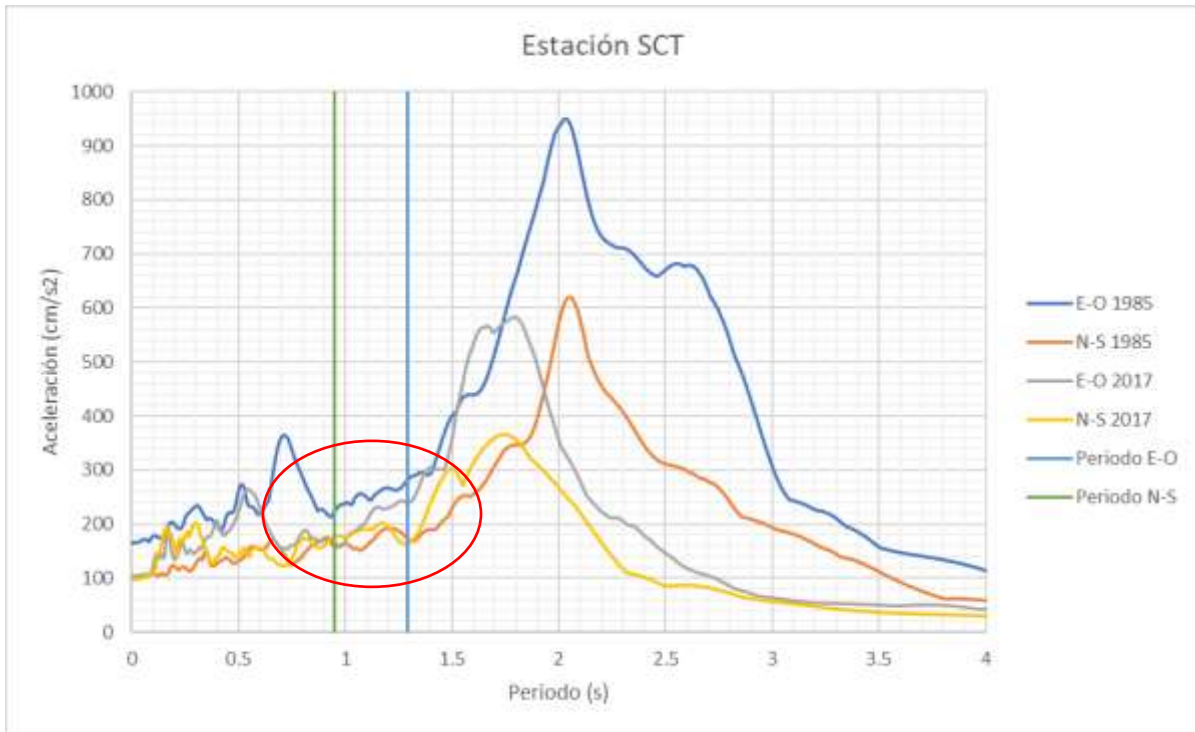


Figura 51: Comparación de aceleraciones espectrales y ubicación de periodos del edificio en espectros de respuesta de la estación SCT en 1985 y 2017 para ambas direcciones

También se obtuvieron los resultados para los registros de las estaciones más cercanas al edificio durante el sismo de 2017. Para este caso se utilizaron 9 estaciones, incluyendo la estación de la SCT. Todas ubicadas en mismo tipo de suelo (zona III b) y a una distancia máxima de 2 km, con excepción de la estación SCT que está a 3.9 km. En la siguiente tabla se muestran las estaciones que se utilizaron, así como su distancia al edificio y aceleraciones máximas que registraron.

La estación más cercana al edificio es la LI58, a 150m de distancia y la más alejada es la SCT2 con 3.9km, a pesar de la diferencia de distancia entre ellas, las aceleraciones del terreno son muy similares. Esto debido a que se encuentran en el mismo tipo de suelo y a que su distancia con respecto al epicentro es prácticamente la misma. Esta poca variación indica que esos rangos de distancia no son un parámetro con el cual se puedan identificar cambios significativos de aceleraciones de terreno.

La aceleración máxima del terreno se tuvo en la estación CJ04 en dirección N-S con 140.81 cm/s², y la aceleración espectral máxima en esa estación y en la misma dirección es de 457.8cm/s², en dirección E-O la aceleración del terreno es de 114.03cm/s² y a pesar de ser menor a la registrada en dirección N-S la aceleración espectral máxima en E-O es mayor a la de N-S con un valor de 561.56cm/s². Por lo tanto, que se tengan aceleraciones altas del terreno no significa que se tendrán aceleraciones espectrales elevadas.

La aceleración espectral máxima se tiene en dirección E-O, en la estación SCT2 con 583.83cm/s^2 , la aceleración espectral correspondiente al edificio en esa dirección y en esa estación es de 240.9 cm/s^2 , a pesar de ser la que mayor aceleración espectral tiene, no es la que le causa los efectos más considerables a la estructura. La aceleración espectral máxima que le corresponde al edificio es de 345.03cm/s^2 en dirección E-O, en la estación AL01, valor muy cercano al máximo de la estación en la misma dirección con 390.95cm/s^2 , esto quiere decir que no importa que la aceleración espectral máxima sea muy elevada, ya que de lo que depende la aceleración espectral correspondiente al periodo del edificio.

Tabla 3: Estaciones cercanas al edificio y aceleraciones máximas del terreno

Estación	Clave	Distancia al edificio (km)	Aceleración máxima EO (cm/s^2)	Aceleración máxima NS (cm/s^2)	Aceleración espectral máxima EO (cm/s^2)	Aceleración espectral máxima NS (cm/s^2)	Aceleración espectral correspondiente al edificio EO (cm/s^2)	Aceleración espectral correspondiente al edificio NS (cm/s^2)
Escuela Secundaria Diurna No. 23	LI58	0.15	98.58	106.94	409.95	362.9	259.37	205.58
Escuela Secundaria Técnica No. 18	CO56	0.84	92.91	99.19	333.307	449.04	232.92	285.65
Balderas	BL45	1	123.54	101.06	401.56	338.42	229.89	188.56
Roma	CI05	1.24	124.2	114.12	472.55	475.58	255.53	270.9
Alameda	AL01	1.42	140.39	113.8	390.95	367.18	345.03	184.34
Multifamiliar Juárez	CJ03	2	115.07	125.66	565.95	463.89	306.53	193.04
Multifamiliar Juárez II	CJ04	2	114.03	140.81	561.56	457.38	295.16	194.45
Escuela Secundaria Técnica No. 2	GA62	2	95.44	111	312.13	437.73	170.93	193.05
Secretaría de Comunicaciones y Transporte	SCT2	3.9	103.94	98.49	583.83	366.03	240.9	177.86

Los elementos mecánicos más elevados del edificio que resultaron del análisis de los nueve registros de las estaciones cercanas son los siguientes:

Tabla 4: Cortantes y Momentos en las estaciones cercanas al edificio en el sismo de 2017

Estación	LI58	BL45	CO56	CI05	AL01	CJ03	CJ04	GA62	SCT2
$V_x(t)$	20.6	18.95	19.9	22.86	28.66	26.47	25.55	11.89	21.24
$V_y(t)$	16.3	14.37	17.22	18.8	14.93	14.9	14.78	15.6	13.35
$M_x(t-m)$	25.43	22.4	26.96	29.23	23.17	23.23	23.06	24.3	20.59
$M_y(t-m)$	32.6	30.2	32.09	37.53	45.16	41.995	40.53	19.37	35.84

El cortante más elevado en la dirección E-O se tiene en la estación AL01 con 28.66t, lo cual era de esperarse ya que es donde se tiene la aceleración espectral más elevada del edificio, aunque no es el cortante más “representativo” para el edificio, ya que la estación más cercana al edificio es LI58 y tiene un cortante de 20.6t. Los valores del cortante en esa dirección están entre 11.89 (GA62) y 28.66 (AL01) toneladas, la diferencia con el valor de LI58 es de 8.71 Y 8.06 toneladas respectivamente. Y a pesar de estar a mayor distancia, las demás estaciones no tienen tanta variación con respecto a la estación más cercana.

Los momentos en dirección E-O tienen una variación considerable ya que el valor mínimo es de 19.37t-m en la estación GA62 y el más alto de 45.16t-m en la estación AL01, el valor de la estación LI58 es de 32.6t-m por lo que se tiene una diferencia de 13.23t-m con GA62 y de 12.56t-m con AL01.

En el caso de los cortantes en dirección N-S, la variación no es tanta. El cortante más bajo resultó en la estación SCT2 con 13.35t y el más elevado en la estación CI05 con 18.8t. En la estación LI58 es de 16.3t, la variación con ambas estaciones es de 2.95t con SCT2 y 2.5t con CI05. Ocurre algo similar con los momentos en dirección N-S, el valor máximo y el valor mínimo ocurren donde mismo con 29.23t-m en la estación CI05 y en la estación SCT2 con 20.59t-m, teniendo un valor de 25.43t-m en la más cercana al edificio, la diferencia de valores es de 3.8 con CI05 y 4.84 con SCT2.

Los valores promedio de las nueve estaciones, así como la desviación estándar y coeficiente de variación, se indican en la tabla siguiente.

Tabla 5: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las estaciones

	Promedio	Desviación estándar	Coficiente de variación
Vx (t)	21.79	4.66	21%
Vy (t)	15.58	1.55	10%
Mx (t-m)	24.26	2.45	10%
My (t-m)	35.04	7.24	21%

Los valores promedio de la tabla 5 son muy similares a los que se tienen en la estación LI58, la diferencia en el cortante E-O es de 1.19t, en el cortante N-S es de 0.72t, para el momento N-S es de 1.17t-m y para el momento E-O es de 2.44 (figura 52). La desviación estándar es muy elevada en los elementos mecánicos para la dirección E-O, y se ve en el coeficiente de variación con 21%, para la otra dirección no se tiene tanta variación, y el coeficiente de variación en ese caso es del 10%.

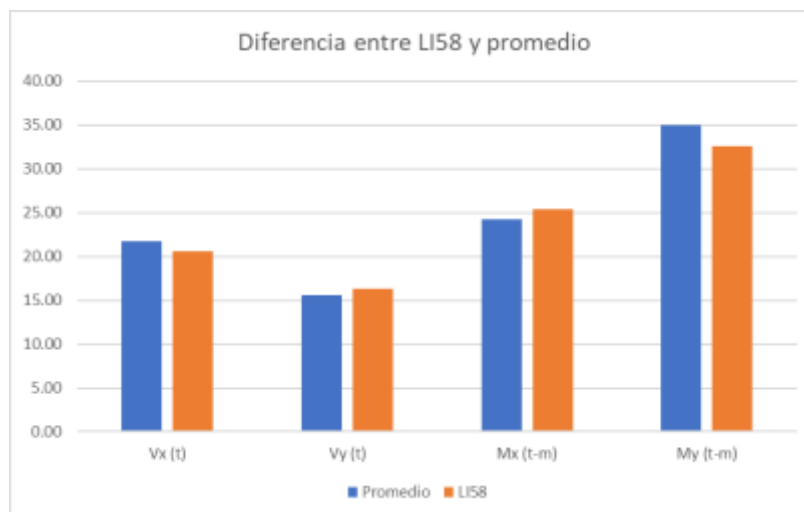


Figura 52: Comparación entre resultados de estación LI58 y promedio

En la figura 53 se muestran las distorsiones del edificio generadas por todos los registros de las estaciones cercanas, al igual que las distorsiones promedio. Las distorsiones están en la dirección más desfavorable, que es la dirección E-O. Las distorsiones promedio se muestran en la tabla 6.

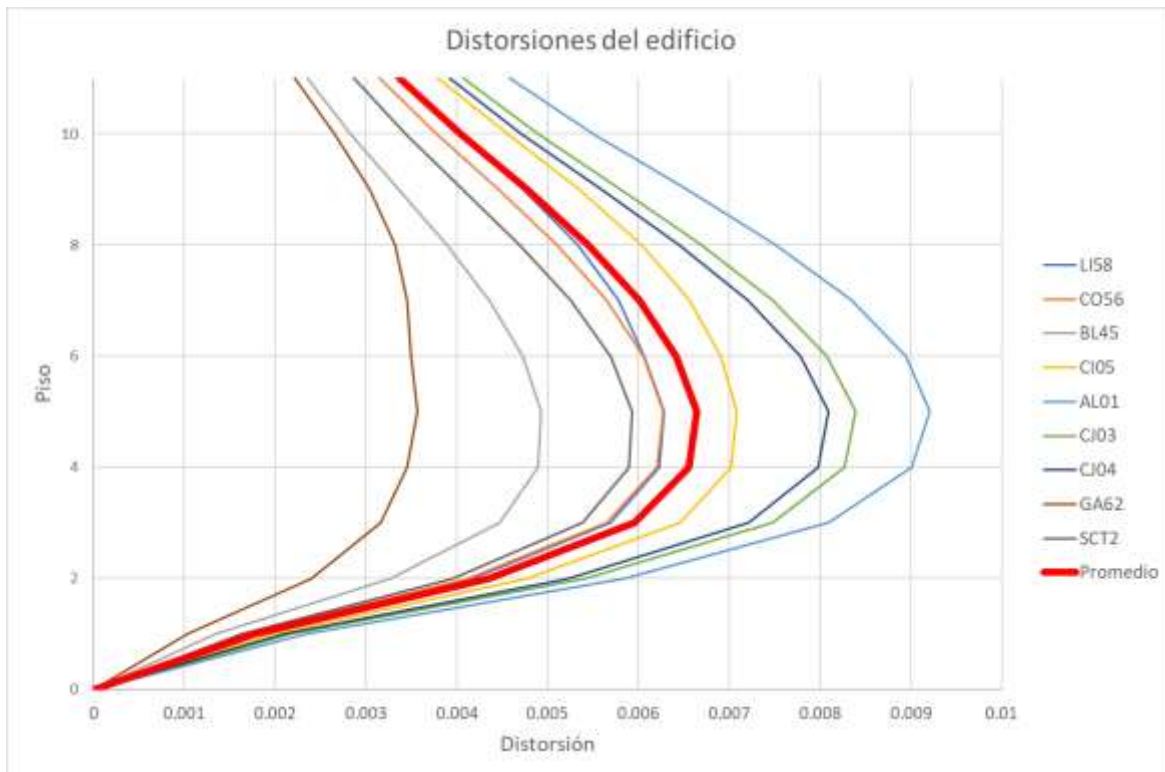


Figura 53: Distorsiones del edificio en dirección E-O (más desfavorable) con los registros de las estaciones cercanas

La distorsión más elevada en todos los casos se da en el piso 5 del edificio. El valor promedio de la distorsión en ese piso es de 0.0066 y las distorsiones que más se acercan son las que corresponden a las estaciones LI58, CO56 Y CI05, con distorsión en el quinto piso de 0.0063, 0.0063 y 0.0071 respectivamente.

Las distorsiones que más se alejan del promedio son las generadas por las estaciones AL01 y GA62 con 0.0092 y 0.0036, ocurre lo mismo que en el caso de los elementos mecánicos para la misma dirección. Por ello, para los análisis y resultados siguientes, se eliminaron los valores extremos obtenidos con las dos estaciones mencionadas.

En la tabla 6 se observa que la desviación estándar aumenta conforme se acerca a los valores máximos, de igual forma ocurre con el coeficiente de variación. Lo cual indica que en los pisos con distorsión elevada la variación es mayor. También debido al porcentaje del coeficiente de variación tanto de los elementos mecánicos como de las distorsiones es que se decide eliminar de los análisis las estaciones AL01 Y GA62.

Tabla 6: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las distorsiones en dirección E-O

Piso	Promedio	Desv. Estándar	Coeficiente de variación
11	0.00336556	0.00075293	22%
10	0.00404389	0.00090762	22%
9	0.00476822	0.00109125	23%
8	0.00544822	0.0012837	24%
7	0.00601067	0.001467	24%
6	0.00641589	0.00161203	25%
5	0.00663978	0.00166812	25%
4	0.00655089	0.00164008	25%
3	0.00595611	0.00146194	25%
2	0.004353	0.00102801	24%
1	0.00177889	0.00039523	22%
0	0	0	

Al omitir las dos estaciones con los valores extremos, la desviación estándar y el coeficiente de variación de los elementos mecánicos se redujo de un máximo de 21% a 12% (tabla 7), para la dirección más desfavorable (E-O). Para la dirección N-S el coeficiente de variación aumento de 10% a 11% lo cual es muy poco. El promedio no cambió considerablemente a los valores previos a retirar las estaciones con más variación. En el caso de la desviación estándar es donde se tuvo un cambio considerable para la dirección E-O, para el cortante antes era de 4.66t y ahora es de 2.65t, y para el momento era de 7.24t-m y ahora es de 4.12t. Para la dirección N-S los valores de la desviación estándar tuvieron poco aumento de 1.55t a 1.73t en el caso de los cortantes y para los momentos de 2.45t-m a 2.74t-m.

Tabla 7: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación omitiendo las estaciones AL01 Y GA62 que dan los valores extremos

	Promedio	Desviación estándar	Coeficiente de variación
Vx (t)	22.22	2.65	12%
Vy (t)	15.67	1.73	11%
Mx (t-m)	24.41	2.74	11%
My (t-m)	35.83	4.12	12%

De igual forma, se revisa el promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las distorsiones al omitir las estaciones AL01 y GA62; los resultados se muestran en la tabla 8 y figura 53. El promedio de la distorsión del piso 5 aumento de 0.0066 a 0.0067, la desviación estándar disminuyó de 0.0017 a 0.0011 y el coeficiente de variación que antes era de 25% en ese piso disminuyó a 17%, lo cual nos indica que ahora los valores de las distorsiones no están tan dispersos.

Tabla 8: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las distorsiones en dirección E-O sin las estaciones AL01 y GA62

Piso	Promedio	Desv. Estándar	Coeficiente de variación
11	0.003357714	0.00057395	17%
10	0.004034143	0.000691173	17%
9	0.004763286	0.000815122	17%
8	0.005457429	0.000928406	17%
7	0.006042714	0.001024418	17%
6	0.006472143	0.001099963	17%
5	0.006712286	0.001133621	17%
4	0.006642429	0.00110584	17%
3	0.006049714	0.000985035	16%
2	0.004419286	0.000701248	16%
1	0.001804286	0.000273826	15%
0	0	0	

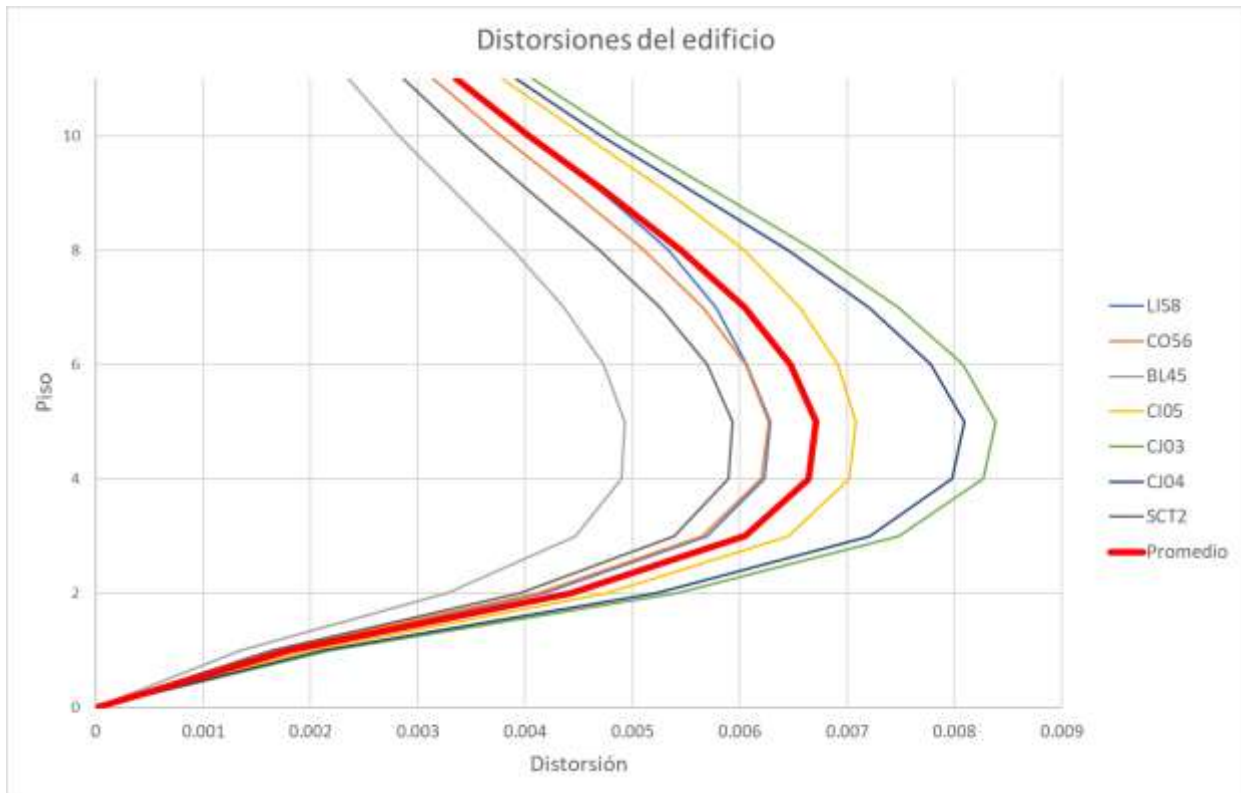


Figura 54: Distorsiones del edificio en dirección E-O omitiendo estaciones GA62 y AL01

La diferencia entre el promedio de la distorsión del piso 5 y los valores de las estaciones cercanas a este no es mucha ya que el promedio aumentó solo 0.0001. En este caso la distorsión menor del piso 5 es 0.0049 de la estación BL45 y la distorsión mayor es en la estación CJ03 con 0.0084.

Los valores permisibles de las distorsiones varían según el reglamento con el que se esté trabajando, para el reglamento VISION 2000 de 1995 el valor para la condición de servicio es de 0.2% o 0.002 y para la condición de falla de 2.5% o 0.025. En el caso de la distorsión promedio en el piso 5 que es de 0.0067 la condición de servicio no se cumple, de igual forma en ninguno de los casos en este piso se cumple la condición de servicio ya que el valor menor es de 0.0049.

Otro caso es el reglamento FEMA 356 del año 2000 en el cual los parámetros son menos conservadores, teniendo el límite para servicio en 1% o 0.01 y para la condición de falla con 4% o 0.04. En este caso todas las distorsiones del edificio pasan la condición de servicio.

Un parámetro que propone Ghobarah en el 2004 es de 0.002 para servicio y 0.03 para falla en el caso de estructuras dúctiles, y para estructuras no dúctiles es de 0.001 para servicio y 0.01 para falla, de igual forma con el reglamento VISION 2000 se cumple el límite para falla, pero no para el estado límite de servicio.

En las NTC de diseño por sismo del 2017 establece que el límite para la condición de servicio es de 0.002 a menos que los elementos no estructurales resistan deformaciones apreciables o estén desligados de la estructura, en este caso el límite es de 0.004. Para el estado límite de falla depende del material del sistema, del tipo de estructura y de la ductilidad de la estructura, en este caso es de 0.01. En la figura 55 se muestran las distorsiones del edificio con los límites de servicio de los diferentes reglamentos.

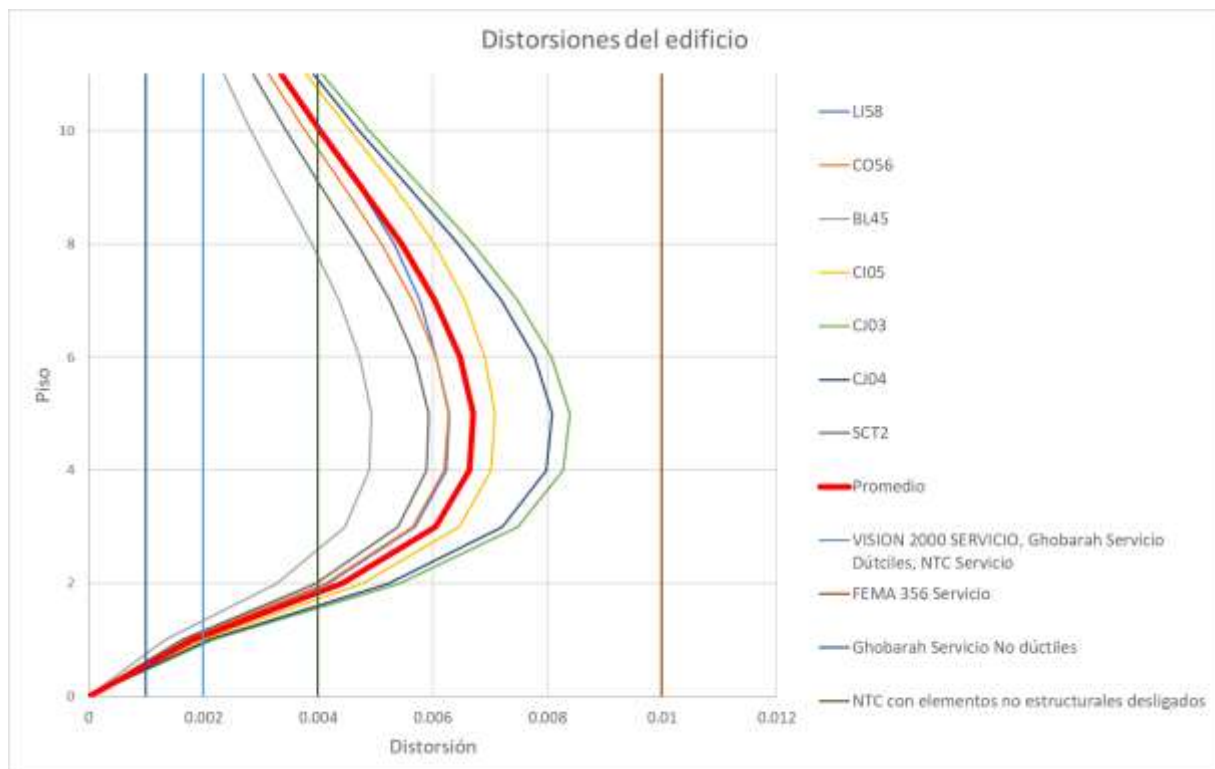


Figura 55: Comparación de distorsiones límites de servicio con las distorsiones del edificio

CAPÍTULO 4 DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL EDIFICIO REFORZADO

4.1 INTRODUCCIÓN

La adición de contravientos o arriostramientos de acero es un método usado para el refuerzo sísmico de edificios de concreto reforzado. El refuerzo otorga rigidez, resistencia, ductilidad, disipación de energía o una combinación de estas. Algunas ventajas y desventajas de este tipo de refuerzo son las siguientes:

Ventajas:

- Incremento considerable de la resistencia lateral;
- El aumento de la resistencia y la rigidez puede ser modificado con relativa facilidad eligiendo la configuración, el número y el tamaño de las barras;
- Si tiene un detallado adecuado se obtiene ductilidad y comportamiento histerético satisfactorios;
- El nuevo sistema puede ser diseñado para soportar las cargas laterales, lo cual es de mucha ayuda si el sistema previo tiene un mecanismo de falla desfavorable;
- Se logra modificar el flujo de carga para transmitir de manera efectiva las fuerzas sin producir concentraciones en ciertos elementos.
- No agrega mucho peso a la estructura;
- Se puede adaptar a las posiciones de aberturas en el edificio
- No interrumpe el funcionamiento del edificio o de sus ocupantes (caso de arriostramientos en la fachada);
- Fácil de construir;
- Mínima pérdida de espacios y no altera la arquitectura del edificio.

Desventajas:

- Existe dificultad para controlar la interacción entre el nuevo sistema de acero y el de concreto existente;
- No es eficiente en estructuras de concreto rígidas;
- Sensible a problemas de conexión y pandeo;
- Dificultad para obtener soldaduras de penetración total de alta calidad en el sitio de construcción y en la colocación de adhesivos.

Los tipos de arriostramiento utilizados más comúnmente para reforzar edificios es el llamado concéntrico (barras en diagonal, forma de X o en forma de V), donde las fuerzas son mayormente resistidas por miembros sujetos a carga axial (figura 56).

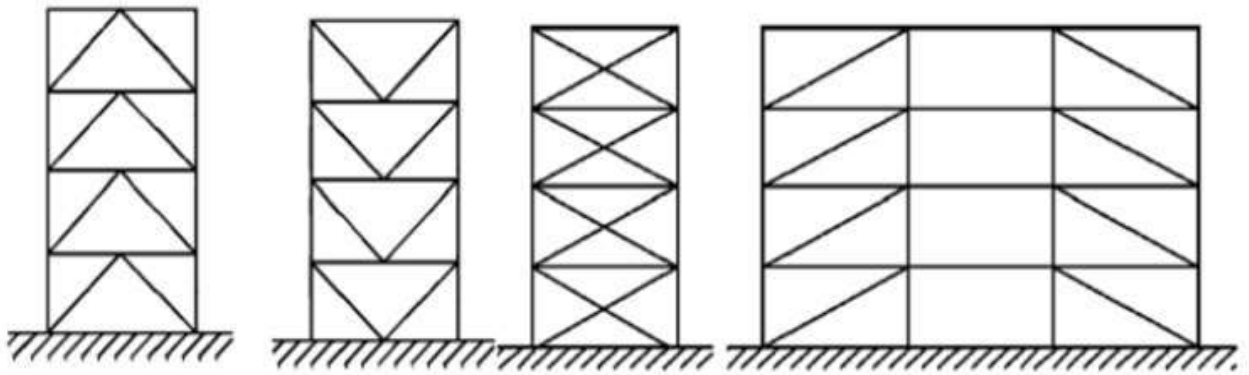


Figura 56: Ejemplos de arriostramiento concéntrico
(Fuente: Tsionis, Apostolska y Taucer 2014)

Otro tipo de arriostramiento utilizado para el refuerzo de los edificios es el llamado excéntrico (figura 57), donde las fuerzas horizontales son resistidas mayormente por elementos que soportan cargas axiales, pero la excentricidad de diseño es tal que la energía puede ser disipada en juntas sísmicas por medio de flexión cíclica o cortante cíclico de los elementos metálicos que constituyen las juntas o disipadores.

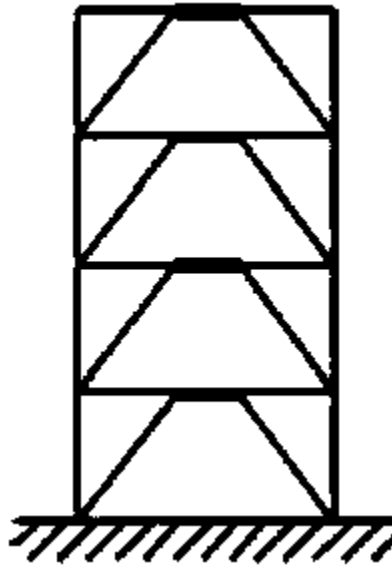


Figura 57: Ejemplo de arriostramiento excéntrico.
(Fuente: Tsionis, Apostolska y Taucer 2014)

Como se observa en el siguiente capítulo, el acomodo de las barras es como en el tercer ejemplo de la figura 56.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO REFORZADO

En vista de que los daños se concentraron en los elementos no estructurales como resultado de los desplazamientos excesivos del edificio, se tomó la decisión de rigidizar la estructura con un sistema de arriostramientos, vigas de acero y un encamisado de acero en las columnas de la fachada. Esto con el propósito de disminuir la flexibilidad de la estructura y reducir los desplazamientos (Aguilar, et al., 1996).

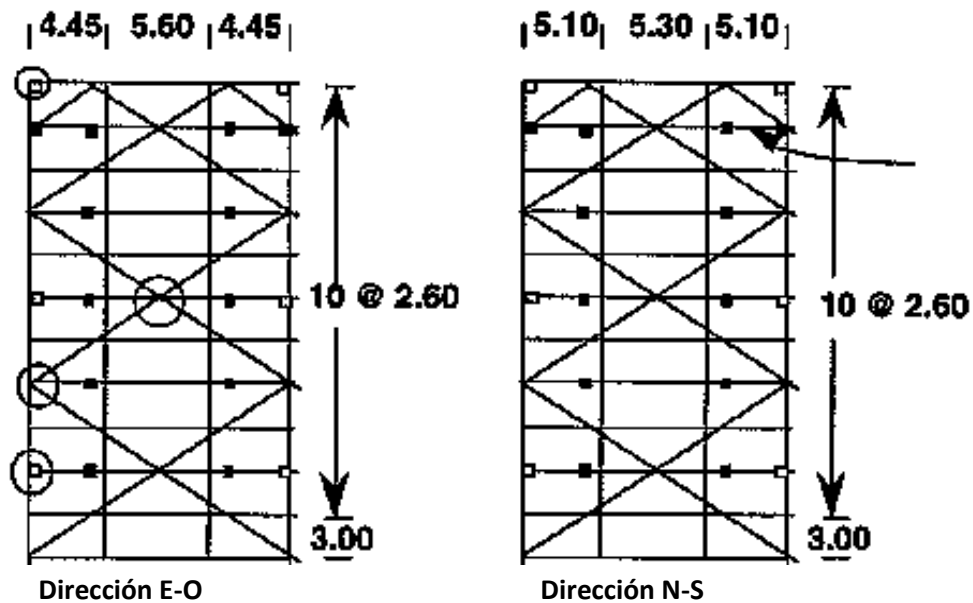


Figura 58: Ubicación de sistema de arriostramientos

Los contravientos y las vigas horizontales se encuentran solo en la fachada del edificio (figura 58), la sección de los elementos diagonales es una sección en cajón hueca de 8x8" con espesor de 1/2", y la sección de las vigas horizontales, también llamadas colectores, es también una sección en cajón hueca de 4x4" con espesor de 5/16" (figura 59). El material con el que se elaboró este sistema es acero A36.

Las columnas de los marcos exteriores fueron reforzadas agregando 4 ángulos de acero en las esquinas de 4" por lado y un espesor de 1/4", y placas de acero transversales separadas entre sí a 30cm las cuales tienen 1/4" de espesor (figura 60). Esto con el fin de aumentar la capacidad axial de las columnas y dar más confinamiento al núcleo.

El refuerzo varía según la posición de la columna. Las que se encuentran en las esquinas fueron reforzadas en toda la altura del edificio, mientras que las columnas que se encuentran en el centro de los marcos de la fachada solo fueron reforzadas en los primeros seis pisos. El refuerzo longitudinal del núcleo de concreto es acero con un esfuerzo de fluencia de 4200kg/cm².

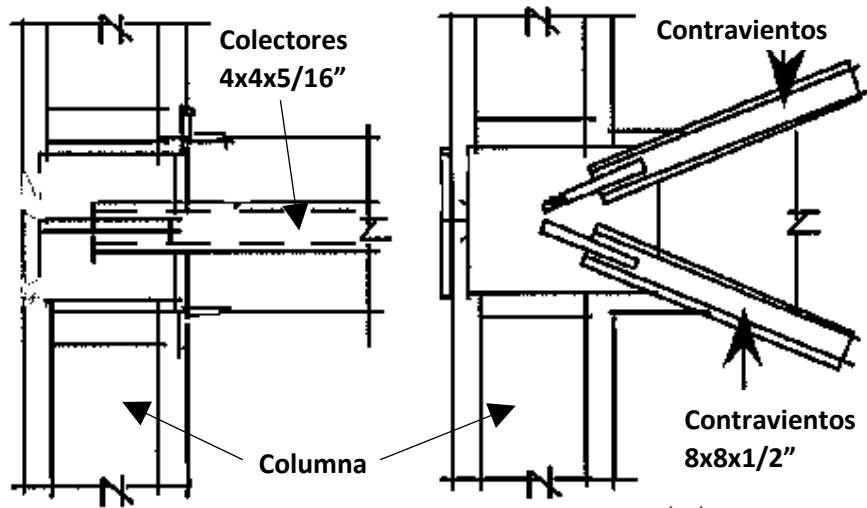


Figura 59: Detalle del sistema de arriostramientos

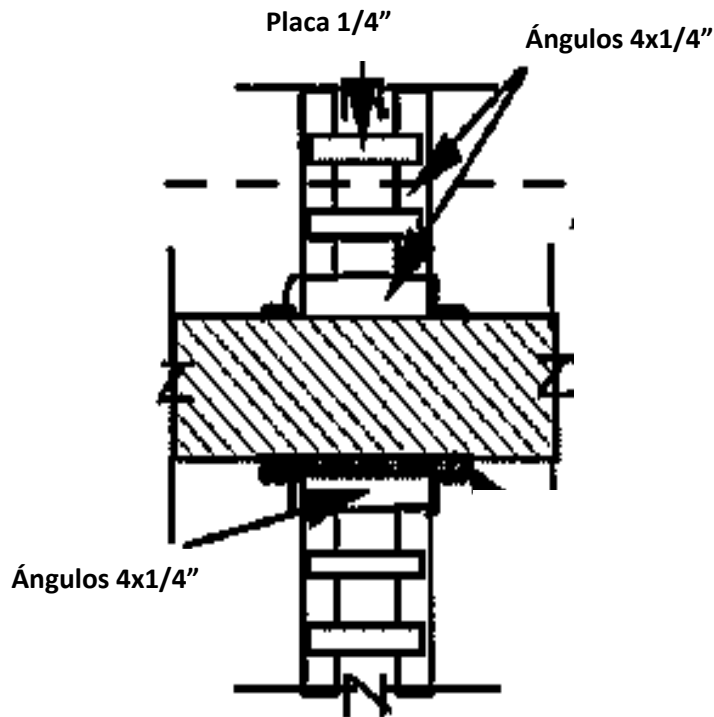


Figura 60: Refuerzo de columnas

Para el modelo de análisis, se hicieron las modificaciones mencionadas en el refuerzo, con excepción del refuerzo en las columnas, ya que el programa ETABS no cuenta con la sección tal y como se describe en el refuerzo. Para ello, se sustituyó la columna por una sección compuesta por concreto en el núcleo y acero de recubrimiento, con un espesor que, al obtener el volumen de acero a lo largo de la columna, esta sea equivalente al volumen de acero que se tiene con los ángulos y placas de acero, para proporcionar un confinamiento equivalente. En la figura 61 se muestra el modelo del edificio reforzado.

Los periodos del edificio reforzado son los siguientes:

- Dirección E-O, 0.639 s
- Dirección N-S, 0.563 s
- Torsión alrededor de eje vertical, 0.322 s

El peso nuevo del edificio luego del refuerzo es de 3054.75 toneladas, teniendo así un aumento de 2.45% respecto al peso antes del refuerzo que era de 2981.72 toneladas.

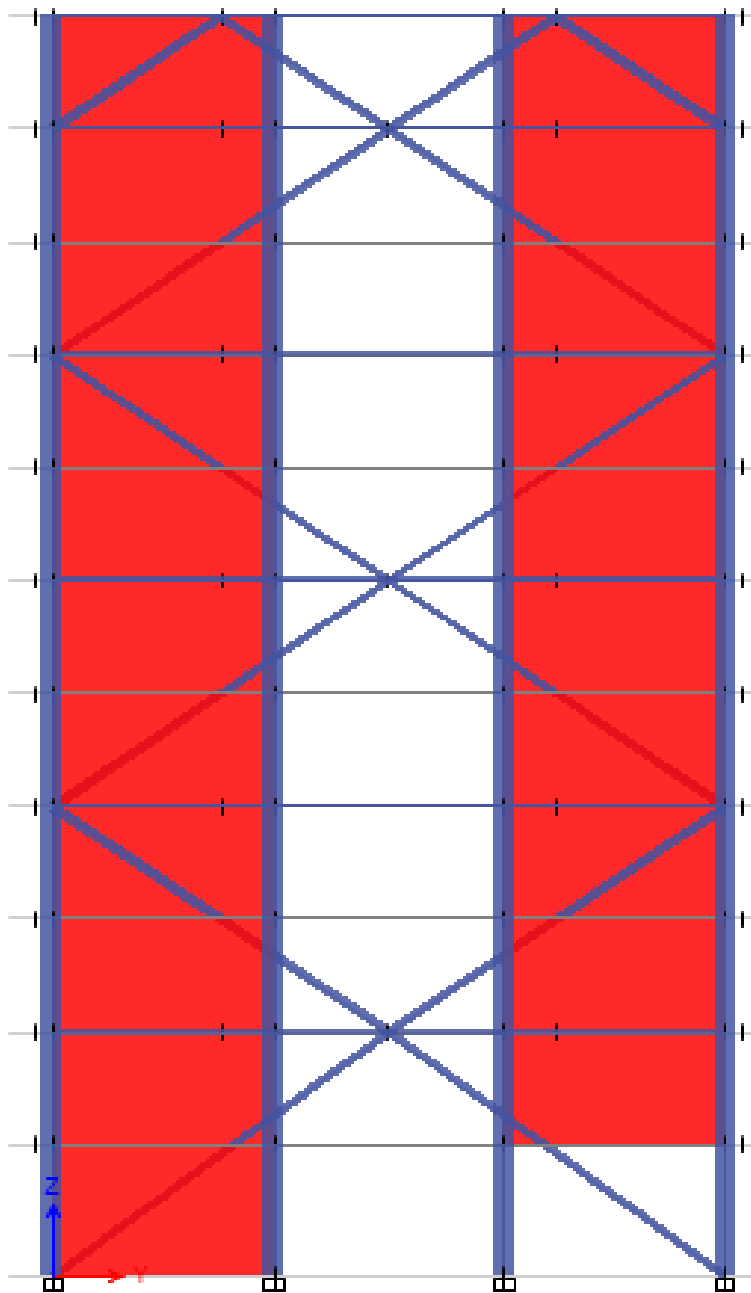


Figura 61: Modelo del edificio reforzado

4.3 ANÁLISIS DEL EDIFICIO REFORZADO

Al igual que se hizo en el capítulo anterior, se revisan los elementos mecánicos actuantes sobre el edificio con las estaciones cercanas a este. No se consideraron en estos análisis los resultados de las dos estaciones que dieron los valores extremos (GA62 y AL01). Los resultados de las siete estaciones consideradas se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 9: Cortantes y momentos en las estaciones cercanas al edificio reforzado en 2017

	LI58	BL45	CO56	CI05	CJ03	CJ04	SCT2
Vx (t)	9.54	7.84	8.76	10.54	11.44	11.06	7.43
Vy (t)	8.71	10.03	9.41	9.8	13.22	12.28	8.2
Mx (t-m)	13.84	16.11	14.99	15.71	21.13	19.66	12.99
My (t-m)	16.56	13.54	15.2	18.31	19.87	19.21	12.85

En la dirección EO (Vx y My) los valores disminuyeron considerablemente, mientras que en dirección NS (Vy y Mx) los valores son muy similares a como estaban antes del refuerzo. Esto se debe al cambio de periodo de la estructura provocado por el refuerzo a la estructura.

Se incluye también el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación en la siguiente tabla. Se observa que el promedio del cortante en dirección EO (Vx) bajó de 22.22t a 9.52t, aunque en este caso el coeficiente de variación es mayor (antes 12% ahora 15%) y la desviación estándar se redujo de 2.65t a 1.46t, y en el momento era de 35.83 t-m y ahora el valor es de 16.51t-m, el coeficiente de variación cambió igual que en el cortante (antes 12% y ahora 15%), la desviación estándar para este caso se redujo de 4.12t-m a 2.56t-m.

Tabla 10: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de elementos mecánicos

	Promedio	Desviación estandar	Coeficiente de variación
Vx (t)	9.52	1.46	15%
Vy (t)	10.24	1.71	17%
Mx (t-m)	16.35	2.77	17%
My (t-m)	16.51	2.56	15%

En las fuerzas que actúan en la dirección NS (Vy y Mx) la diferencia no es mucha en el caso del cortante que se redujo de 15.67t a 10.24t, la desviación estándar es prácticamente la misma, antes era de 1.73t y ahora es de 1.71t, teniendo un coeficiente de variación más alto con 17% (antes 11%) y en el momento se redujo de 24.41t-m a 16.35t-m, la desviación estándar aumentó de 2.74t-m a 2.77t-m y el coeficiente de variación aumentó de igual forma de 11% a 17%. En la figura 62 se muestran las diferencias entre el promedio de los elementos mecánicos del edificio original y el reforzado, así como su comparación con los resultados de la estación más cercana en ambos casos.

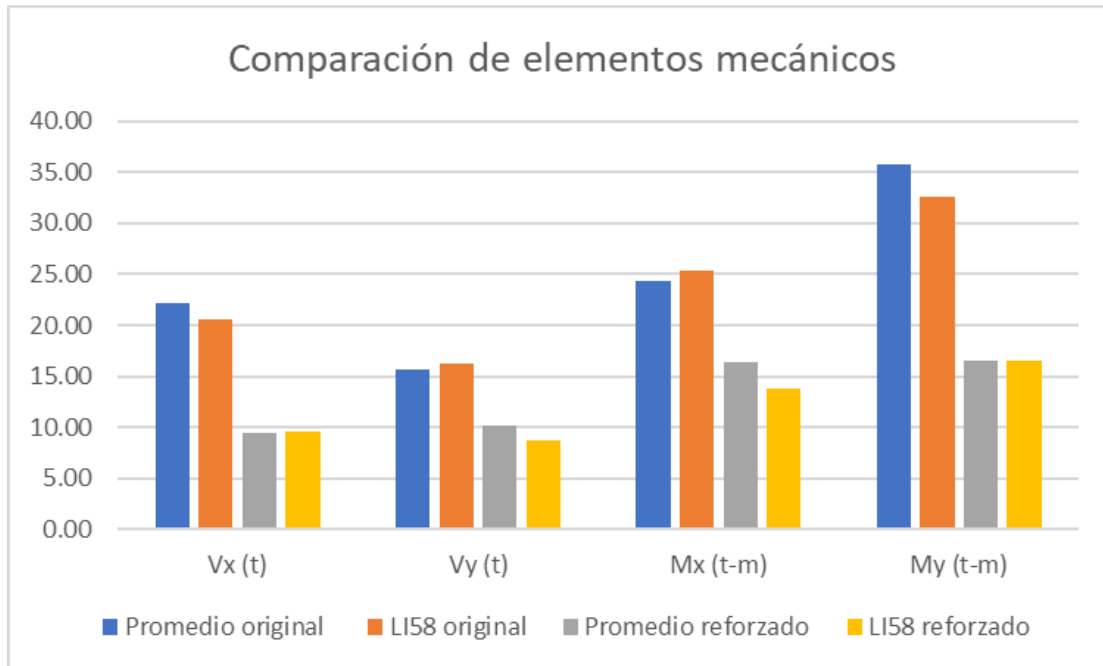


Figura 62: Comparación de elementos mecánicas de edificio original y reforzado

Las distorsiones también disminuyeron luego del refuerzo, la distorsión máxima antes del refuerzo era de 0.0092 y el valor máximo del promedio anterior era de 0.0066, ahora los valores son menores, con 0.002 para el valor máximo que en este caso ya no es en el piso 5, ahora la distorsión más elevada se encuentra en el piso 4, y para el máximo del promedio el valor es de 0.0016. Las distorsiones del edificio reforzado se muestran en la figura 63 y los valores promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las distorsiones en la tabla 11.

Tabla 11: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las distorsiones del edificio reforzado en dirección EO

Piso	Promedio	Desv. Estándar	Coficiente de variación
11	0.00060671	0.000107228	18%
10	0.00095	0.000165748	17%
9	0.00110814	0.000192371	17%
8	0.00127629	0.00022423	18%
7	0.00124914	0.000223038	18%
6	0.00144286	0.000259775	18%
5	0.001548	0.000272456	18%
4	0.00164486	0.000278216	17%
3	0.00154857	0.000248705	16%
2	0.00133429	0.000206374	15%
1	0.000858	0.000127949	15%
0	0	0	

La desviación estándar se redujo considerablemente, de 0.0011 en el piso con distorsión más elevada en el edificio original (5) a ser de 0.0003 en el piso 4 donde se tiene la distorsión más elevada para el edificio reforzado. El coeficiente de variación no tuvo cambios considerables, iban del 15% al 17% en el caso original y para el edificio reforzado los coeficientes de variación van desde el 15% hasta el 18%.

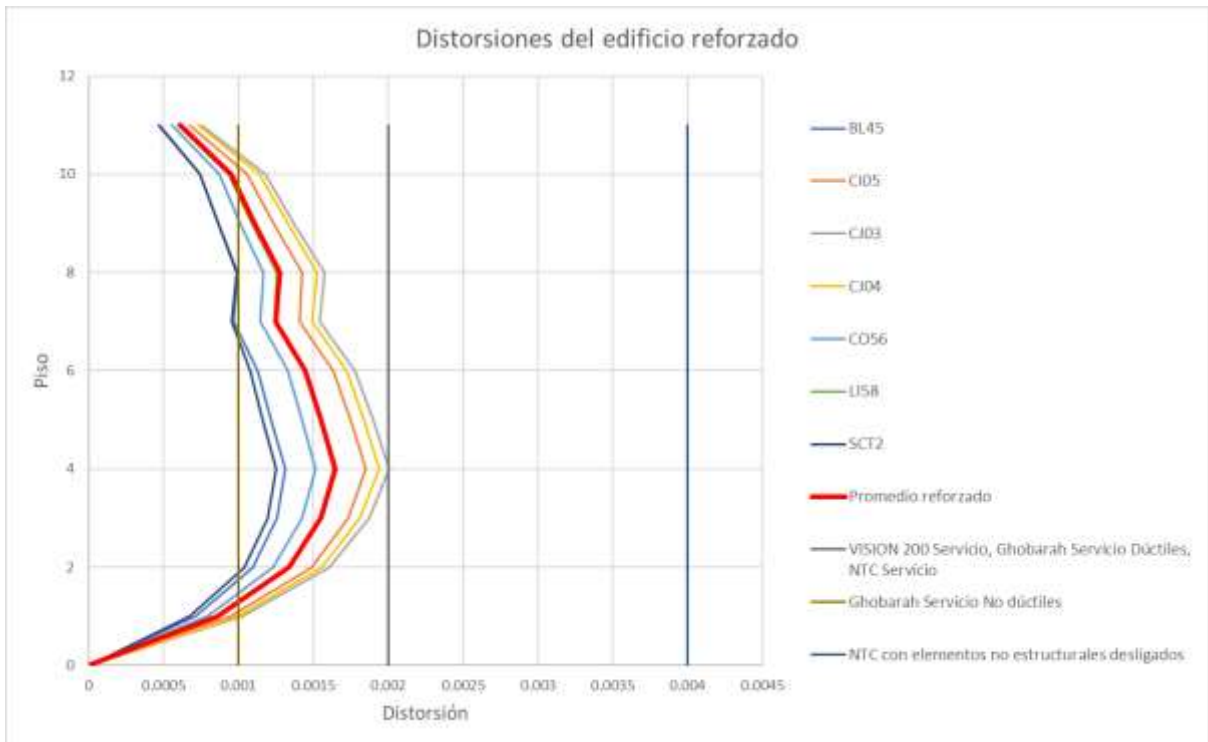


Figura 63: Distorsiones del edificio reforzado en dirección EO

Las distorsiones que más se acercan al promedio son las provocadas por los registros de la estación LI58 (en la figura no se distingue ya que el promedio y LI58 tienen valores similares y la gráfica del promedio está por encima de la de LI58), para este caso las que más se alejan son las distorsiones de SCT2 y CJ03, con valores en el piso 4 de 0.00125 y 0.002 respectivamente. Valores no muy alejados de la distorsión promedio del piso 4 que es de 0.0016.

El refuerzo provocó que las distorsiones del edificio fueran menores que las permisibles en la mayoría de los casos. También se aprecia la mejora en su comportamiento al tener elementos mecánicos menores a los que se tenían antes del refuerzo, teniendo una reducción en sus valores de casi el 50%.

CAPÍTULO 5 PROPUESTA DE MEJORAMIENTO CON DISIPADOR DE ENERGÍA

5.1 INTRODUCCIÓN

Los disipadores de energía modifican el amortiguamiento de la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía. Para su funcionamiento dependen fundamentalmente de los desplazamientos relativos de entrepiso. Estos dispositivos se ubican generalmente en contravientos, y tienen como finalidad disminuir o eliminar la disipación de energía histerética en las conexiones viga-columna de la estructura.

De acuerdo con la disipación de energía se pueden diferenciar en 4 tipos:

- Por fluencia del material: En este caso se provoca que elementos ubicados por lo general en las juntas de los arriostramientos excéntricos y regularmente de acero disipen energía por medio de la deformación y/o falla de distintos tipos de piezas como placas, barras, etc. (figura 64).

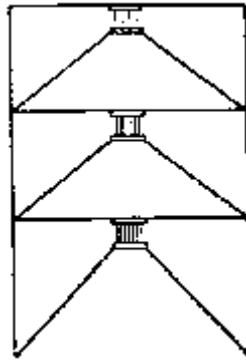


Figura 64: Ejemplo de disipadores de energía por fluencia del material en un marco
(Fuente: Jara et al 2006)

- Por extrusión: Estos sistemas se basan en la disipación histerética de energía del plomo, al forzarlo o extruirlo a través de un orificio (figura 65) o estrechamiento reduciendo su volumen, transformando de esta manera, la energía mecánica del sistema en calor.

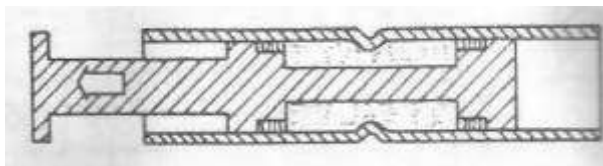


Figura 65: Disipador de energía por extrusión de plomo
(Fuente: Jara et al 2006)

- Por fricción: Los disipadores por fricción consisten en colocar dos placas en la intersección de contravientos en forma de cruz (figura 66), de manera que al desplazarse lateralmente la estructura produzca esfuerzos de fricción por el contacto entre las placas.

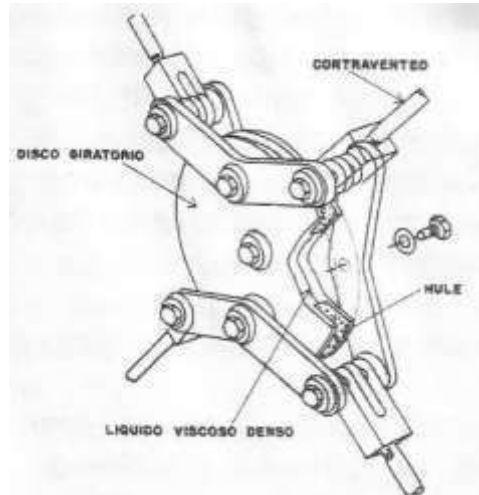


Figura 66: Disipador de energía por fricción
(Fuente: Jara et al 2006)

- Por comportamiento viscoso: Los amortiguadores de tipo viscoso disipan energía mediante el paso de un fluido viscoso a través de una serie de orificios (figura 67). Un amortiguador de fluido viscoso consiste, en general, de un pistón instalado dentro de la caja del amortiguador, con un componente de silicón o aceite. La disipación de energía se produce por el movimiento del pistón dentro del fluido altamente viscoso. Algunas características de este tipo de amortiguadores son aquellos que presentan un comportamiento viscoso lineal en un amplio intervalo de frecuencias; que sean insensibles a las temperaturas; y lo suficientemente compactos en relación con la carrera y la fuerza de entrada y salida. Los disipadores de este tipo se colocan de forma similar a los de fricción.

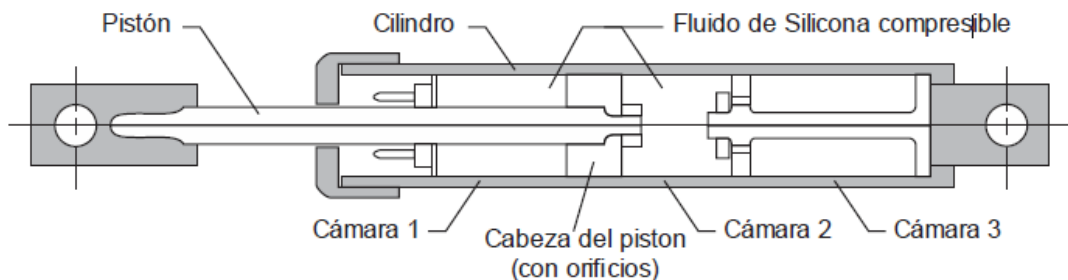


Figura 67: Ejemplo de disipador de energía por comportamiento viscoso
(Fuente: Jara et al 2006)

Para la mejora de comportamiento del edificio se propone utilizar disipadores de comportamiento viscoso.

5.2 AMORTIGUADORES CON FLUIDOS VISCOSOS

El mecanismo a través del cual un amortiguador con fluido viscoso disipa la energía mecánica es mediante el calentamiento de un fluido de gran viscosidad, como resultado del flujo del líquido por los orificios. Esta energía calorífica se transfiere posteriormente al ambiente por mecanismos de transporte tales como la convección y la conducción. Este tipo de amortiguadores trabajan de acuerdo con las leyes de la mecánica de fluidos y es por ello por lo que la fuerza resistiva varía de acuerdo con la velocidad del amortiguador. La energía disipada por el amortiguador (E_D) es:

$$E_D = \int F dx$$

Donde: F es la fuerza en el disipador y x su desplazamiento.

Como la fuerza de un amortiguador de fluidos viscosos está fuera de fase con respecto a los esfuerzos que se generan en la estructura, es posible reducir tanto las fuerzas como las deflexiones del sistema. La fuerza que se genera en el dispositivo se produce por la diferencia de presión entre ambos lados de la cabeza del pistón; el fluido se mueve de la cámara que está de un lado de la cabeza del pistón a la cámara que se encuentra en el lado opuesto de la cabeza, por lo que la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la presión diferencial entre ambas cámaras. El volumen del fluido se reduce como consecuencia del viaje del pistón y del volumen que este ocupa dentro de la cámara. Dado que el fluido es compresible, la reducción en el volumen del fluido está acompañada por el desarrollo de una fuerza de recuperación; fuerza que es controlada por la presencia de un acumulador. La existencia de esta fuerza es una propiedad deseable ya que los dispositivos pueden proporcionar amortiguamiento de tipo viscoso, adicional al modo fundamental de la estructura, y además, amortiguamiento y rigidez adicional para los modos superiores.

Cabe hacer notar que la mayoría de los dispositivos con fluidos viscoelásticos que se emplean en aplicaciones prácticas tienen relaciones de fuerza-velocidad de la forma:

$$F = C_0 v^n$$

Donde: C_0 es el coeficiente o constante de amortiguamiento y v es la velocidad relativa a través del amortiguador y n es un exponente cuyo valor oscila generalmente en el intervalo $0.3 \leq n \leq 0.75$. La ventaja de este tipo de relación, que se logra con un diseño apropiado de los orificios del disipador es que la fuerza tiende a relajarse a velocidades más altas. Se observa en la ecuación anterior que cuando $n = 1$, se presenta un amortiguamiento lineal, mientras que cuando $n = 0$, corresponde a un dispositivo plástico perfecto. Por lo cual, lo recomendable es que se usen materiales cuya ley se represente mediante valores pequeños del exponente n .

Este tipo de disipadores se han usado en muchas estructuras alrededor del mundo, la principal compañía fabricante de estos dispositivos es Taylor Devices Inc. (USA). La cual ha tenido presencia en México.

Tal es el caso del hotel perteneciente al proyecto “Hydra waves” (2009) ubicado en Mazatlán en el cual se colocaron 18 disipadores con el fin de absorber la energía generada por sismo, y reducir esfuerzos y deformaciones, la capacidad de estos disipadores es de 680 kN y un desplazamiento de ± 50 mm.

El hotel Marena (2008) en Acapulco cuenta con un total de 52 amortiguadores con capacidad de 600 y 570 kN y desplazamiento de ± 50 mm.

El edificio de 27 pisos de las residencias Tres Mares en Puerto Vallarta (2007) tiene 30 disipadores con 900 y 1450 kN de capacidad y ± 100 mm de desplazamiento, este edificio cuenta con 40200 m² con columnas de concreto y vigas de acero. Los amortiguadores están colocados de forma diagonal en los arriostramientos del edificio.

En la ciudad de México (2005) se utilizaron 34 amortiguadores con una capacidad de 645 kN y un desplazamiento de ± 75 mm para adaptar un estacionamiento construido en 1950 a departamentos, los amortiguadores se colocaron en diagonal en los contravientos.

El caso más conocido es el de la Torre Mayor (2002) en la ciudad de México, en este edificio se utilizaron 98 amortiguadores con capacidad de 5600 y 2770 kN y desplazamiento de ± 52 mm (figura 68).



Figura 68: Amortiguadores de fluido viscoso instalados en la construcción de la estructura de la Torre Mayor (Fuente: Pin Molina 2018)

En Londres, en el puente “Millennium” se tienen colocados 37 amortiguadores especiales para la mitigación de la vibración lateral y vertical provocada por grupos grandes de personas caminando sobre el puente. Tiene capacidad de 2250 a 4500 libras y desplazamiento de ± 1 pulgada a ± 11 pulgadas (Figura 69).



Figura 69: Amortiguadores de control en el puente “Millennium” en Londres (Fuente: Taylor Devices Inc 2001)

En Taipéi, Taiwán en el edificio de 17 pisos de la sede budista se instalaron 60 amortiguadores para disipar la energía generada por sismo. Están colocados de manera diagonal (figura 70), y tienen capacidad de 981 kN y desplazamiento de ± 75 mm.



Figura 70: Amortiguadores sísmicos colocados en diagonal en el edificio de la sede budista en Taipéi, Taiwán (Fuente: Taylor Devices Inc 2002)

En San Bernardino, California, en el palacio de justicia están colocados de forma diagonal 184 amortiguadores sísmicos (figura71) con capacidad de 2000 kN y desplazamiento de ± 125 mm.



Figura 71: Amortiguadores sísmicos en diagonal colocados en el palacio de justicia en San Bernardino, California (Fuente: Taylor Devices Inc 2012)

Otra compañía que se dedica a la fabricación de amortiguadores sísmicos es FIP Industriale (Italia), sus participaciones más conocidas son:

El Rascacielos Taipéi 101 (figura72), Taiwán, uno de los edificios más altos del mundo (508 m), en donde su amortiguador de masa utiliza los amortiguadores de fluido viscoso especiales, proyectados para tener un comportamiento diferente en situaciones de viento y de movimientos sísmicos.

El puente Rion-Antiron (figura 73), en Grecia, cuenta con los amortiguadores de fluido viscoso más largos del mundo (11.3m desde un perno al otro).



Figura 72: Rascacielos Taipéi 101 (Fuente: FIP INDUSTRIALE 2004)



Figura 73: Puente Rion Antirion (Fuente: FIP INDUSTRIALE 2004)

5.3 DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL MODELO DEL EDIFICIO CON LA PROPUESTA DE AMORTIGUADORES CON FLUIDO VISCOSO

Para colocar los amortiguadores en el modelo de análisis del edificio en el programa ETABS (figura 74), se utilizó el mismo acomodo que se tenía en el edificio con arriostramientos. Para ello, se eliminaron del modelo los elementos diagonales para insertar en su lugar los amortiguadores. Las vigas de acero y el encamisado de las columnas se dejaron igual que en el modelo anterior.

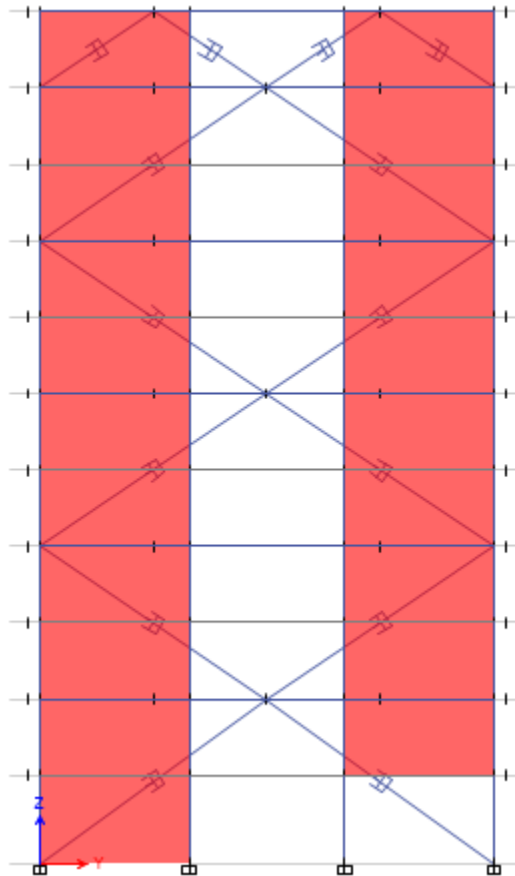


Figura 74: Modelo del edificio con amortiguadores de fluido viscoso

Debido al cambio de los elementos que conforman al edificio, su rigidez y su peso se modifican por lo que los periodos ya no son los mismos que en el análisis del edificio reforzado. Ahora se tiene un peso de 3004.27 toneladas, menor al del edificio reforzado (3054.75 toneladas) pero mayor que el del edificio original (2981.72 toneladas).

Los nuevos periodos fundamentales del modelo son:

- Dirección E-O: 1.22 segundos.
- Dirección N-S: 0.87 segundos.
- Torsión alrededor del eje vertical: 0.61 segundos.

En este caso el análisis del comportamiento de la estructura y la verificación de su mejoramiento se evalúa mediante las distorsiones máximas de entrepiso en la dirección E-O obtenidas según las características que se le asignen al amortiguador.

Se hace variar el valor del coeficiente de amortiguamiento y el exponente de la velocidad en la fórmula $F=C_0 \ddot{v}^n$ para poder encontrar la combinación que provoque distorsiones menores a las permitidas por las NTC para diseño por sismo de 2017, que para el estado límite de servicio es 0.002.

El primer caso es con $C_0 = 0.1$ t(s/mm) y $n=0.3$ y se obtuvieron las distorsiones mostradas en la siguiente figura.

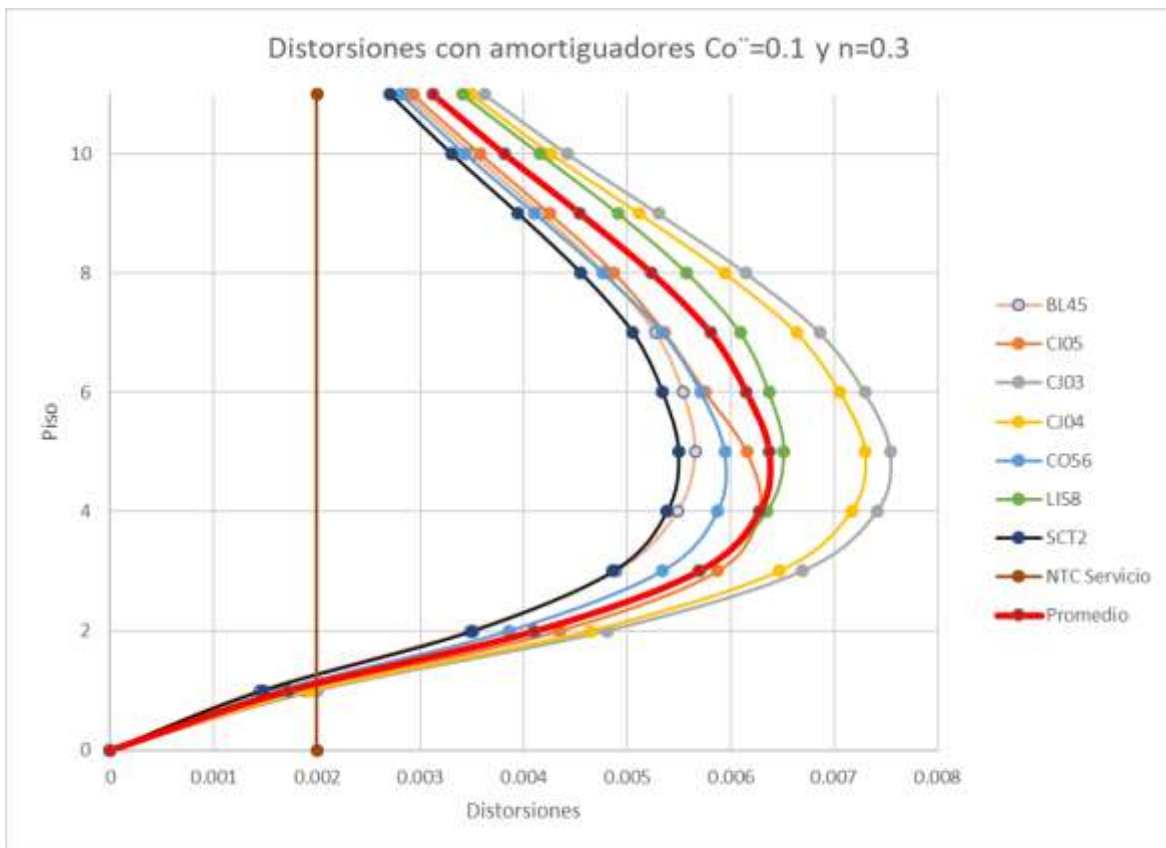


Figura 75: Distorsiones del edificio con prueba 1 de amortiguadores

Se observa en la figura 75 las distorsiones producidas por las estaciones cercanas al edificio, el promedio de las siete distorsiones y el límite de las NTC para el estado límite de servicio. Se observa que las distorsiones máximas del edificio ocurren en el piso 5 con un valor de 0.0075 para la estación CJ03 y un valor mínimo de 0.0055 en la estación SCT2, y un valor máximo del promedio de 0.0064. Las distorsiones superan en prácticamente todos los niveles el valor del límite de servicio.

El siguiente caso por analizar es con valores de $C_0=0.1$ t(s/mm) y $n=0.7$.

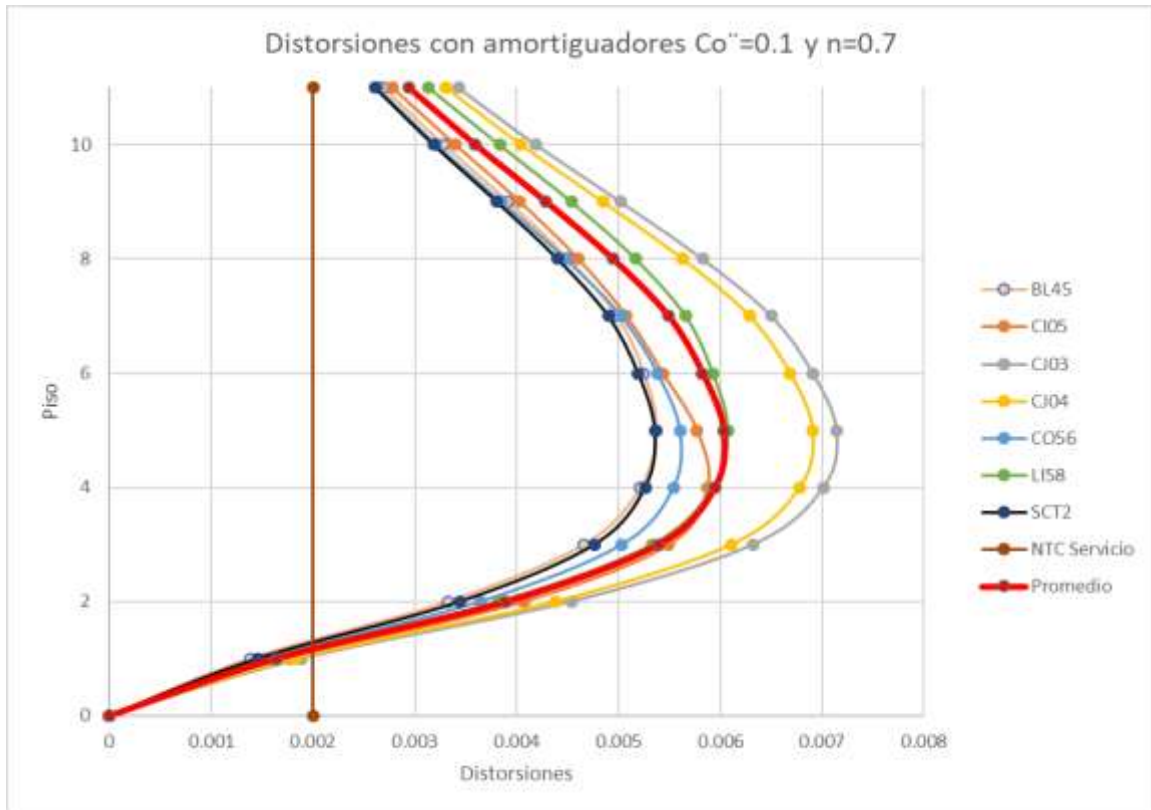


Figura 76: Distorsiones del edificio con prueba 2 de amortiguadores

En el segundo caso (figura 76) las distorsiones máximas se reducen debido al aumento del exponente de la velocidad, pero la disminución no es significativa ya que los valores de las distorsiones son de 0.0071 y 0.0053 para CJ03 Y SCT2 respectivamente y el valor máximo del promedio es de 0.0060, bajando solo 0.0004 en comparación con el valor anterior.

Las distorsiones del edificio rebasan nuevamente en todos los casos el límite de servicio, por lo que se propone un tercer exponente para la velocidad $C_{ov}=0.1$ t(s/mm) y $n=1$.

En la figura 77 se tienen las distorsiones que se generan con esta combinación, teniendo un valor máximo de 0.0062 en la estación CJ03 y el mínimo en la estación BL45 con 0.0048. El valor máximo de las distorsiones promedio es de 0.0053 aunque se tiene una reducción considerable no es suficiente ya que no se acerca al valor de 0.002.

Se observa que solo aumentando el valor del exponente "n" las distorsiones no bajan mucho, por lo tanto, ahora se aumenta el valor del coeficiente de amortiguamiento a $C_{ov}=1$ t(s/mm) y se empieza con $n=0.3$.

En la figura 78 se tienen las distorsiones de este cuarto caso teniendo un valor máximo en la estación CJ03 de 0.0066 y mínimo de 0.0048 en BL45, y con un valor máximo del promedio de 0.0055. Estos valores aumentaron respecto al caso anterior, es por esto por lo que se propone aumentar nuevamente el valor del exponente n a 0.7.

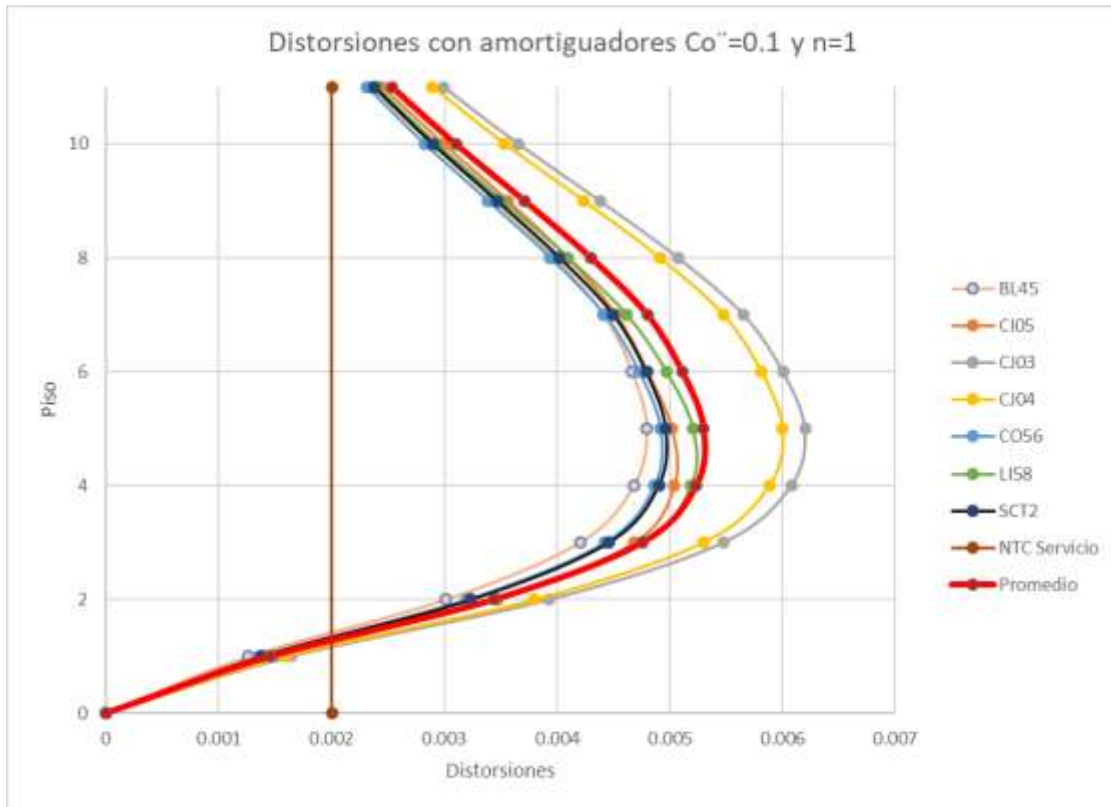


Figura 77: Distorsiones del edificio con prueba 3 de amortiguadores

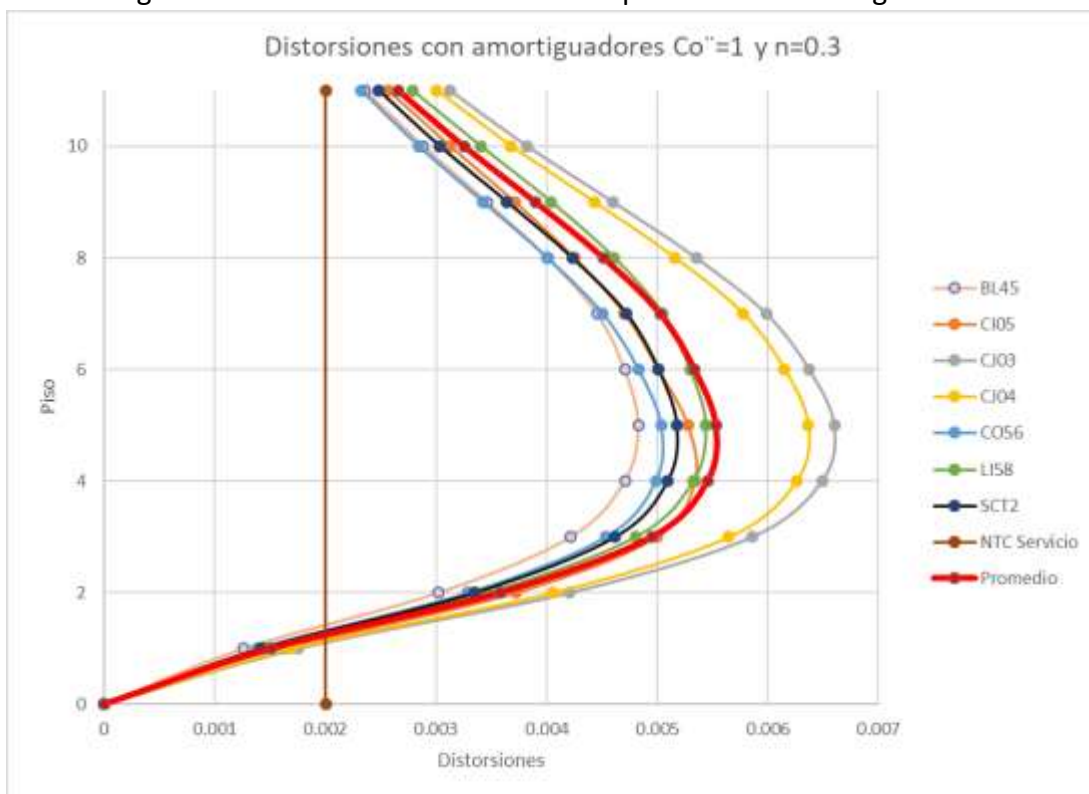


Figura 78: Distorsiones del edificio con prueba 4 de amortiguadores

Con $C_{ov} = 1$ t(s/mm) y $n = 0.7$ las distorsiones son de 0.0043 en CJ03 y de 0.0036 en CO56 y el valor máximo del promedio es de 0.0039. En este caso ya se tiene una diferencia considerable al caso anterior reduciendo la distorsión en 0.0023 para la estación CJ03 y 0.0016 para el promedio (figura 79).

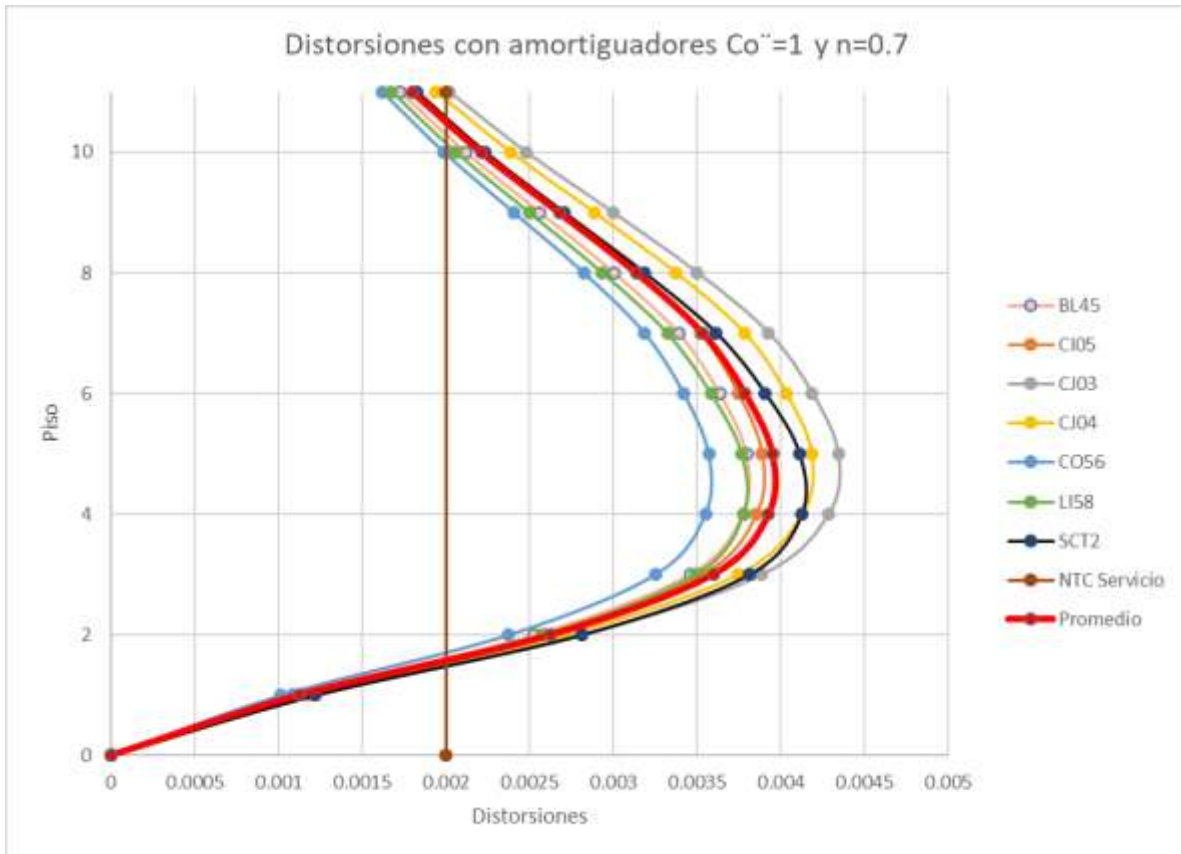


Figura 79: Distorsiones del edificio con prueba 5 de amortiguadores

En la prueba 6 se tiene $C_{ov}=1$ t(s/mm) y $n=1$. El valor de la distorsión máxima es de 0.0028 en la estación CJ03 y para la estación CO56 es de 0.0023 cabe mencionar que ahora se dan en el piso 4 y ya no en el cinco como en los casos anteriores. El valor promedio máximo es de 0.0027, se observa en la figura 80 que algunos pisos ya pasan la condición del servicio con excepción de los pisos 7, 6, 5, 4 y 3.

Se hace una propuesta diferente para el siguiente análisis con el fin de que se cumpla la condición de servicio, con $C_{ov}=10$ t(s/mm) y $n=0.5$. Se tienen como resultados que la distorsiones disminuyeron de manera favorable, teniendo un valor máximo de 0.0021 en el piso 4 en la estación BL45 y un mínimo de 0.0014 en la estación LI58 para el mismo piso. El valor máximo de las distorsiones promedio es de 0.0017. Se observa en la figura 81 que ya todos los casos cumplen la condición de servicio con excepción del piso 3 y 4 de las distorsiones generadas por los registros de la estación BL45

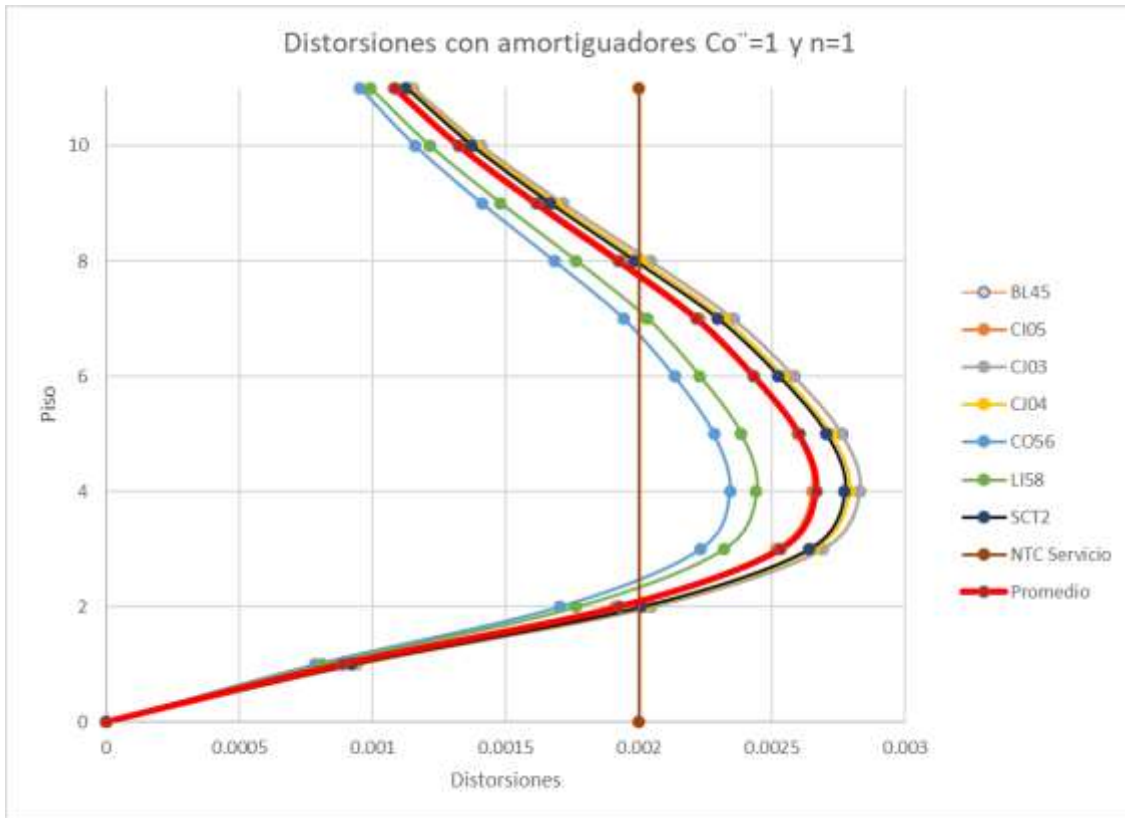


Figura 80: Distorsiones del edificio con prueba 6 de amortiguadores

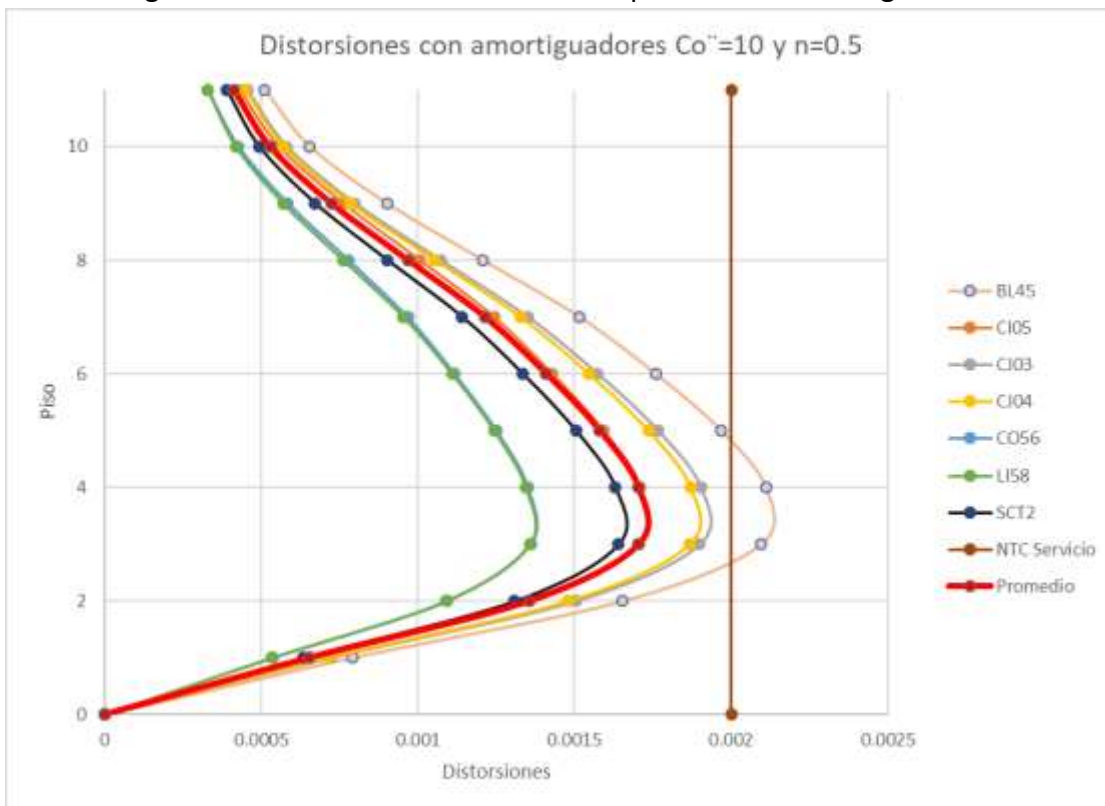


Figura 81: Distorsiones del edificio con prueba 7 de amortiguadores

Aunque el caso 7 podría aceptarse como la propuesta adecuada, se propone otro caso con el fin de cumplir en todos los niveles la distorsión permisible; $C_o''=2$ t(s/mm) y $n=1$. En esta propuesta se tienen distorsiones de 0.002051 en la estación CJ03 y 0.0016 en la estación CO56, y un máximo de las distorsiones promedio de 0.0019. Se observa en la figura 82 que casi todos los casos pasan la condición de servicio menos las distorsiones de las estaciones CJ03 y CJ04 en los pisos 3 y 4.



Figura 82: Distorsiones del edificio con prueba 8 de amortiguadores

En la figura 83 se muestra un último caso de análisis; $C_o''=10$ t(s/mm) y $n=0.75$, similar al caso 7, se toma el mismo valor del coeficiente de amortiguamiento y se aumenta en 0.25 el exponente de la velocidad. En este caso, la distorsión máxima se tiene en el piso 3 y no en el piso 4 y 5 como en los casos anteriores. La distorsión más elevada se tiene en la estación BL45 con un valor de 0.001455 y la menor se tiene en la estación CO56 con 0.001182. Y la distorsión máxima promedio es de 0.0013.

El resumen de las distorsiones promedio de todos los casos con el fin de compararlas y observar la variación que se tiene entre una prueba y otra se muestra en la figura 84.

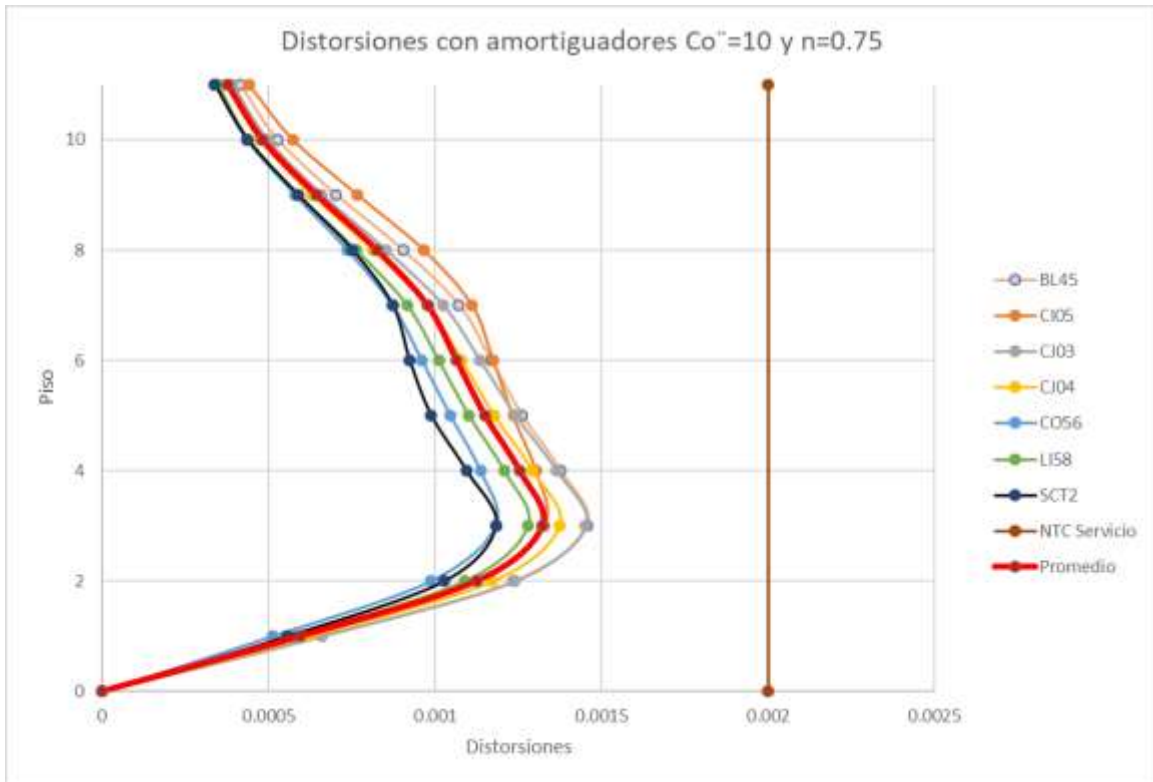


Figura 83: Distorsiones del edificio con prueba 9 de amortiguadores

Se observa que al variar el valor de n con el mismo valor de Co'' no hay mucho cambio en las distorsiones, pero si se aumenta el valor de Co'' , las distorsiones disminuyen de manera considerable.

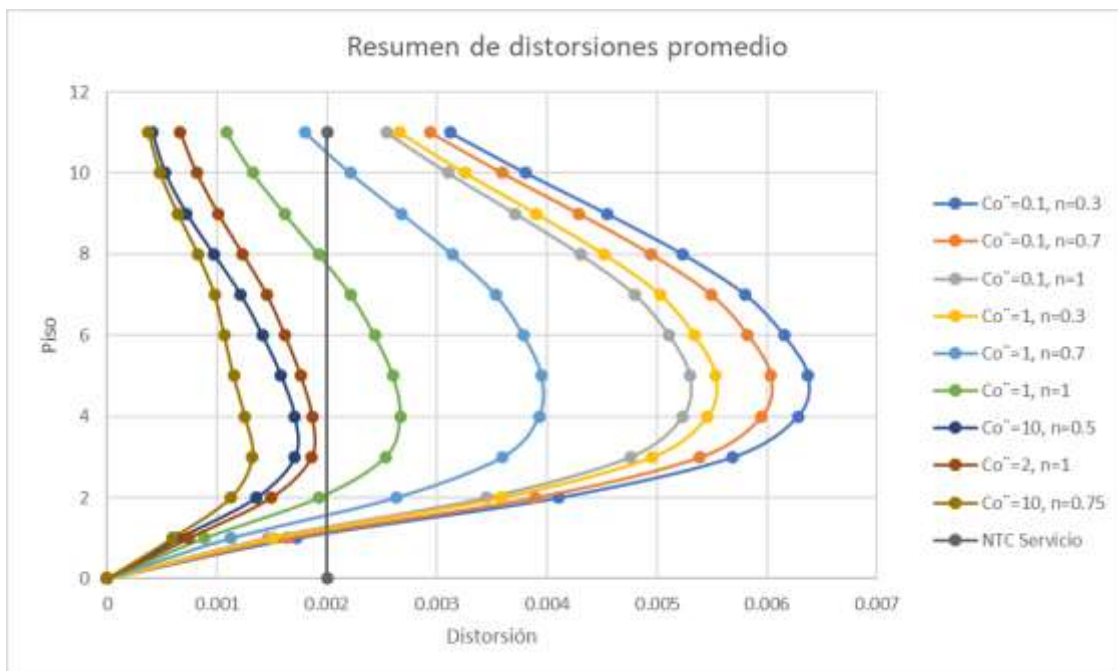


Figura 84: Resumen de distorsiones según la propuesta de Co'' y n

Se decide que la propuesta a considerar para el mejoramiento de la estructura es la 9 ($C_o=10$, $n=0.75$) ya que es la que reduce considerablemente el valor de las distorsiones.

Como se hizo en los análisis anteriores, se presentan los elementos mecánicos más elevados que ocurren en la estructura generados por los registros de las siete estaciones (tabla 12).

Tabla 12: Elementos mecánicos en el edificio con la propuesta de disipadores

	LI58	BL45	CO56	CI05	CJ03	CJ04	SCT2
Vx (t)	8.23	9.32	7.45	8.52	9.4	8.88	7.77
Vy (t)	9.94	9.47	10.15	10.83	11.8	12.86	7.86
Mx (t-m)	15.97	15.21	16.32	17.48	19.06	20.81	12.71
My (t-m)	14.27	16.17	12.97	14.77	16.28	15.39	13.41

El cortante más elevado en dirección E-O es de 9.4 t y en dirección N-S es de 12.86 t, el momento para la dirección E-O más alto es de 16.28 t-m y en N-S es de 20.81 t-m. Estos valores son similares en dirección N-S que los que se tenían con el edificio reforzado, y en dirección E-O son menores al caso reforzado, y en ambas direcciones los valores son menores que en el caso original, esto es gracias a los amortiguadores que absorben energía generada por el sismo y así las columnas no son sometidas a los mismos cortantes y momentos que en los casos anteriores

En la tabla 13 se presenta el promedio de los elementos mecánicos, así como la desviación estándar y el coeficiente de variación. La desviación estándar es menor en todos los casos y pasa lo mismo con el coeficiente de variación que antes era de 15% y ahora de 8% para los elementos en E-O y de 17%, siendo ahora de 14% y 15% para los de N-S.

Tabla 13: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de cortantes y momentos para el edificio con amortiguadores

	Promedio	Desviación estandar	Coeficiente de variación
Vx (t)	8.51	0.69	8%
Vy (t)	10.42	1.50	14%
Mx (t-m)	16.79	2.44	15%
My (t-m)	14.75	1.19	8%

También se incluye el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación de las distorsiones del edificio con amortiguadores. Se observa en la tabla 14 que el piso con la distorsión promedio más elevada es el piso 3, con 0.0013, con una desviación estándar de 0.0001 y un coeficiente de variación de 8%. En la figura 85 se muestran las distorsiones del edificio con amortiguadores.

Tabla 13: Promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las distorsiones del edificio con amortiguadores

Piso	Promedio	Desv. Estandar	Coef. de Variación
11	0.00037671	3.6768E-05	10%
10	0.00048186	4.8786E-05	10%
9	0.000644	6.4885E-05	10%
8	0.00082571	7.9462E-05	10%
7	0.00097671	8.8658E-05	9%
6	0.001064	9.3995E-05	9%
5	0.00114943	9.8279E-05	9%
4	0.001253	0.00010176	8%
3	0.00132114	0.00010556	8%
2	0.00112457	9.0821E-05	8%
1	0.00059557	5.0658E-05	9%
0	0	0	0%

La propuesta de mejoramiento del comportamiento del edificio con amortiguadores de tipo viscoso tiene buenos resultados ya que tiene elementos mecánicos menores a los del edificio reforzado, con la diferencia de que el peso es menor y el periodo es más elevado.

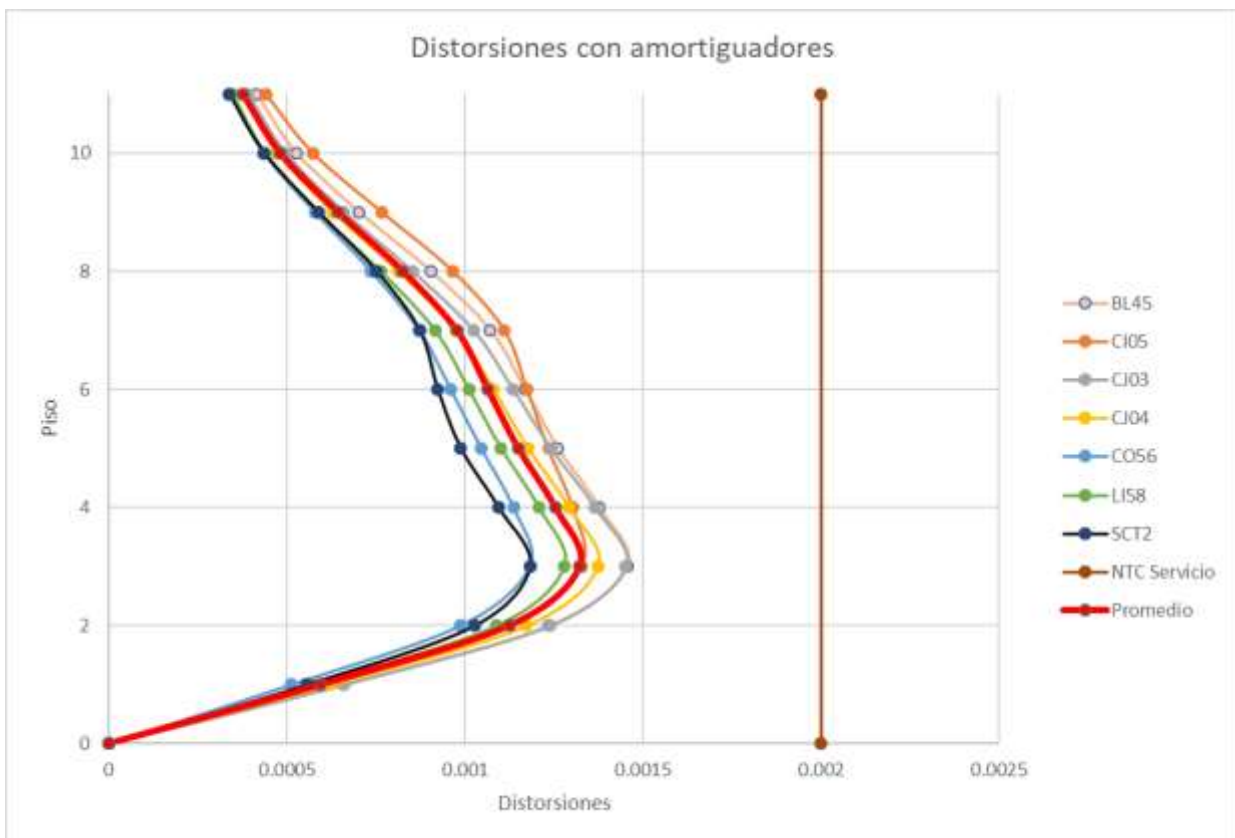


Figura 85: Distorsiones del edificio con amortiguadores en dirección E-O

CAPÍTULO 6 COMPARACIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS

En este capítulo se muestra la comparación de las características de los 3 modelos de análisis, así como sus desplazamientos, distorsiones, cortantes y momentos a los que se ve sometido cada caso.

Al reforzar el edificio con contraventeos y encamisado de columnas, el peso aumentó en un 2.45% pero al remover del modelo los arriostramientos para colocar los amortiguadores el peso disminuyó, pero no igual que en el edificio original, porque se dejaron los elementos colectores y el encamisado de acero en las columnas, siendo más ligero que el peso del edificio reforzado en un 1.65% y más pesado que el edificio original en un 0.75% debido a que el cambio en el peso del edificio es mínimo, en la cimentación no se tienen problemas el cambio en las cargas y esfuerzos a los que se ve sometida la cimentación es despreciable.

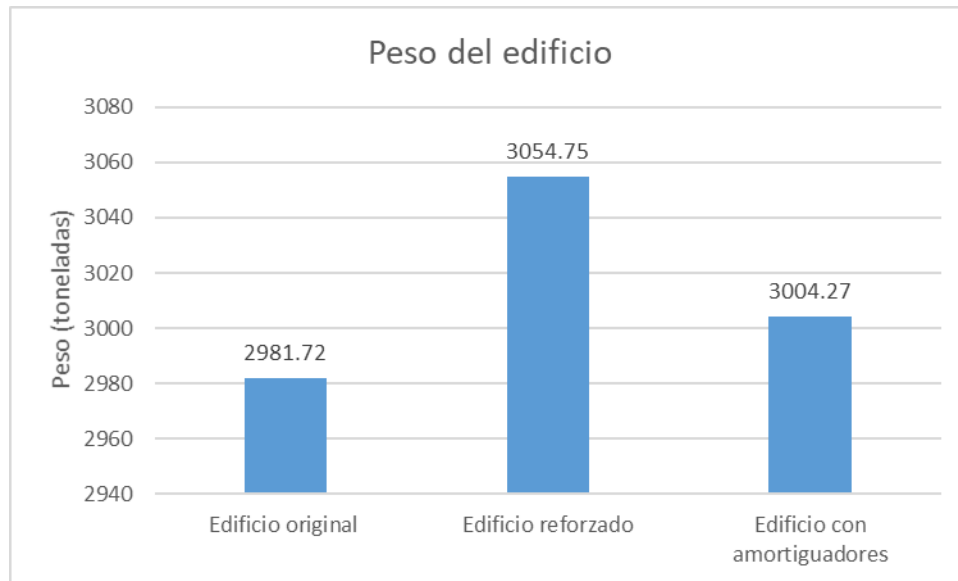


Figura 86: Peso del edificio en los tres casos de análisis

Otro cambio que se tuvo en la estructura es el del periodo, ya que al ser más rígido el edificio, disminuye el periodo y este es un factor muy importante al revisar el comportamiento del edificio ya que del periodo depende la aceleración que le corresponde.

En la siguiente tabla (tabla 14) se muestran los periodos del edificio para los 3 casos, se observa que el caso en el cual tienden a igualarse los periodos de los modos 1 y 2 (dirección E-O y N-S) es en el edificio reforzado, esto es debido a los arriostramientos. El caso del edificio original y el del edificio con amortiguadores es similar en periodos.

También se comparan los promedios de los desplazamientos máximos que presenta el edificio en ambas direcciones (figura 87 y 88).

Tabla 14: Periodos en los modos fundamentales del edificio, en los 3 casos de análisis

Modo	Periodo (s)		
	Edificio original	Edificio reforzado	Edificio con amortiguadores
1 E-O	1.289	0.639	1.22
2 N-S	0.951	0.563	0.872
3 Torsión	0.652	0.322	0.609

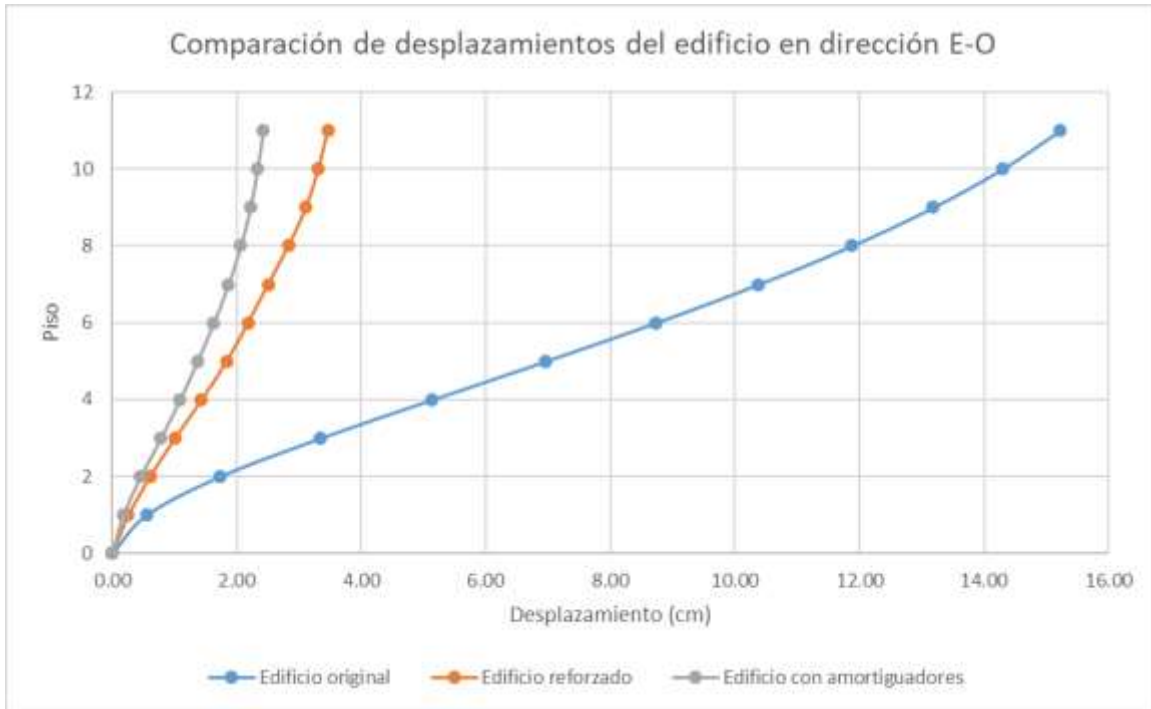


Figura 87: Promedio de desplazamientos máximos en dirección E-O para los tres casos de análisis

En la figura 87 se observa que el desplazamiento del piso 11 en dirección E-O para el edificio original es de 15.22cm, mientras que para el edificio reforzado es de 3.47cm y para el edificio con amortiguadores es de 2.42cm. Para los dos casos con refuerzo los desplazamientos disminuyen considerablemente en comparación con los del edificio original.

En la figura 88 se muestra lo que ocurre con los desplazamientos en dirección N-S, con un desplazamiento promedio máximo de 7.05cm para el edificio original, para el edificio reforzado es de 2.1cm y para el edificio con amortiguadores es de 2.02cm. En esta dirección se tienen desplazamientos más bajos que en la otra dirección debido a que la aceleración actuante es menor que en dirección E-O.

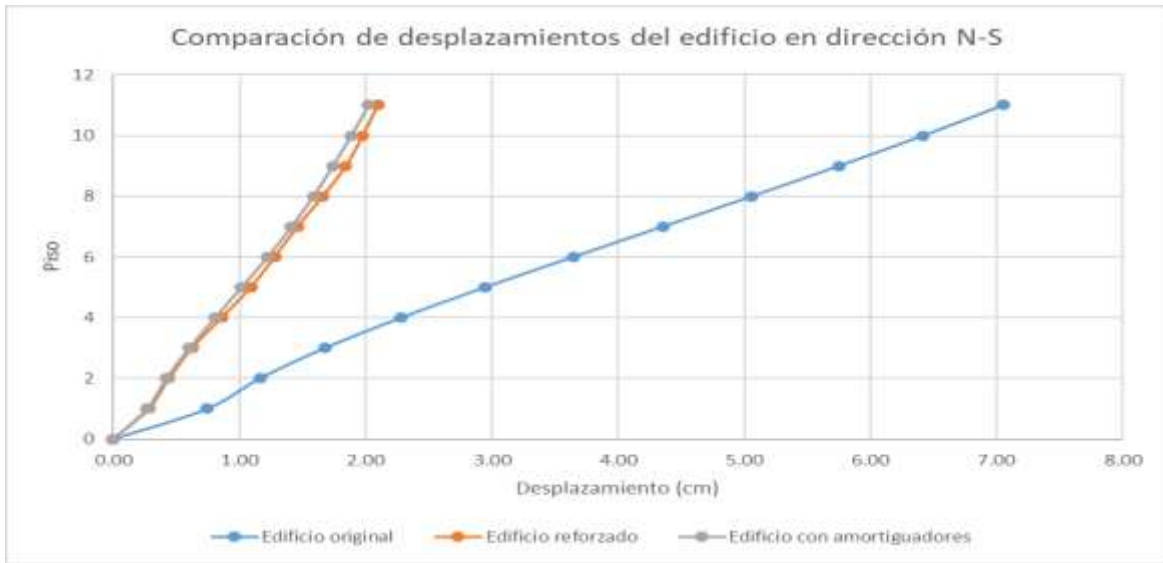


Figura 88: Promedio de desplazamientos máximos en dirección N-S para los tres casos de análisis

De igual manera se comparan las distorsiones en la dirección más desfavorable que es E-O (figura 89), antes del refuerzo la distorsión máxima que se tiene en el piso 4 es de 0.0067, luego del refuerzo y de colocar en el modelo los amortiguadores ambos casos tienen distorsiones máximas inferiores al límite de servicio de las NTC de diseño por sismo (0.002), teniendo para el caso del edificio reforzado 0.0016 y para el edificio con amortiguadores 0.0013.

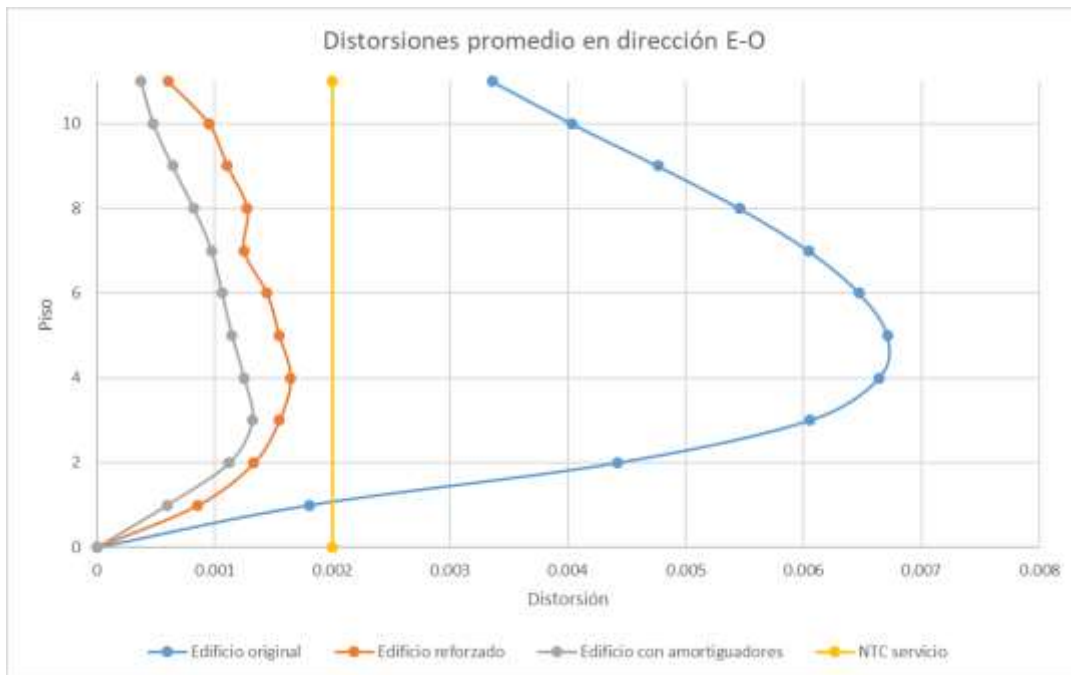


Figura 89: Comparación de distorsiones en dirección E-O para los 3 casos de análisis

Los elementos mecánicos actuantes sobre la estructura también son importantes en las comparaciones ya que se observa que, con presencia de refuerzo y amortiguadores, los cortantes y momentos a los que se ven sometidas las columnas de la estructura son menores a como estaban en el edificio original (tabla 15).

Tabla 15: Promedio de cortantes y momentos en los 3 casos de análisis

	Edificio original	Edificio reforzado	Edificio con amortiguadores
Vx (t)	22.22	9.52	8.51
Vy (t)	15.67	10.24	10.42
Mx (t-m)	24.41	16.35	16.79
My (t-m)	35.83	16.51	14.75

Para el cortante en dirección E-O (V_x) del edificio original al reforzado se reduce a más de la mitad y para el edificio con amortiguadores el valor es más bajo que el anterior. De igual forma para el momento en esta dirección (M_y), la reducción del original al reforzado es más de la mitad, mientras que para el edificio con amortiguadores es menor que el reforzado. Para los elementos mecánicos en la otra dirección los valores no disminuyen demasiado, lo cual se observa en la figura 90.

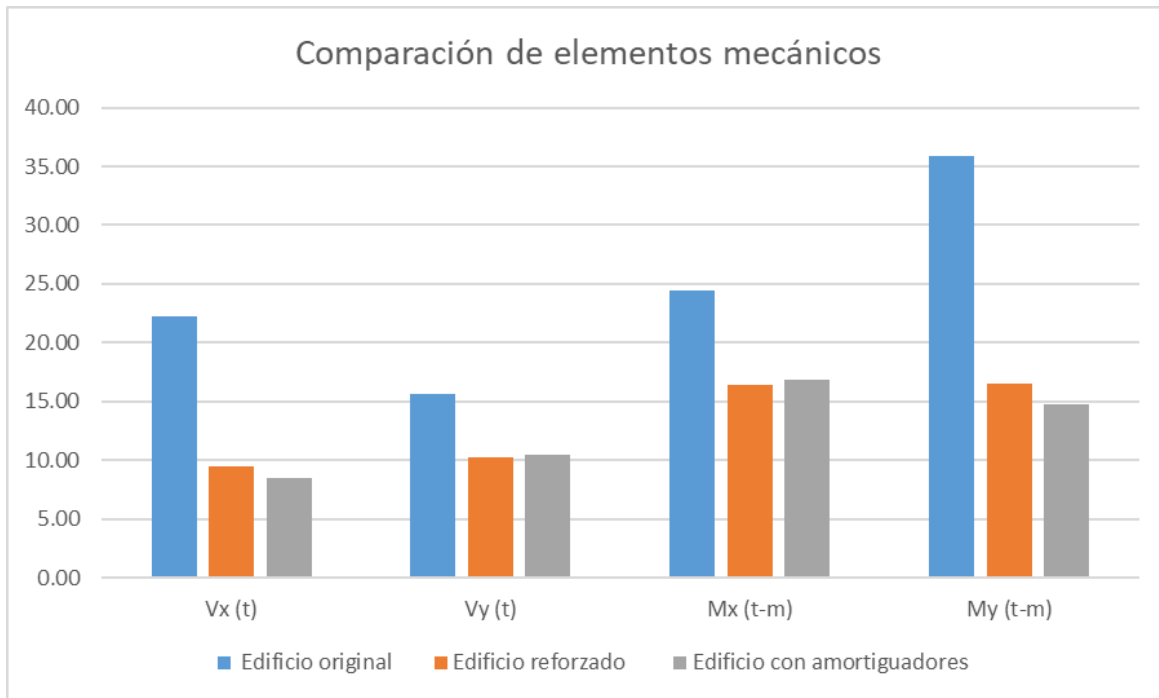


Figura 90: Comparación del promedio de los elementos mecánicos en los tres casos de análisis

Las cargas axiales a las cuales se ven sometidas las columnas es otro punto importante por comparar, en la tabla 16 se muestran las cargas axiales máximas a las cuales se ven sometidas las columnas del edificio en cada caso de análisis y en las 7 estaciones cercanas al edificio que se utilizaron, también se muestra el promedio de los valores para compararlos en una gráfica. Se observa en la figura 91 el mejoramiento del comportamiento, ya que el refuerzo y los disipadores provocan que la carga axial sea menor que en el caso del edificio original.

Tabla 16: Cargas axiales en las 7 estaciones y promedios en los 3 casos de análisis

P (t)	LI58	BL45	CO56	CI05	CJ03	CJ04	SCT2	Promedio
Disipadores	334.73	334.98	344.62	346.4	373	391.98	322.26	349.71
Reforzado	406.79	382.11	387.73	426.05	449.28	442.23	355.29	407.07
Original	496.53	463.87	534.1	517.06	550.63	539.42	475.71	511.05

El promedio de las cargas disminuye de 511.05t a 407.07t para el caso del edificio reforzado y en el caso del edificio con disipadores disminuye hasta 349.71t (figura91).

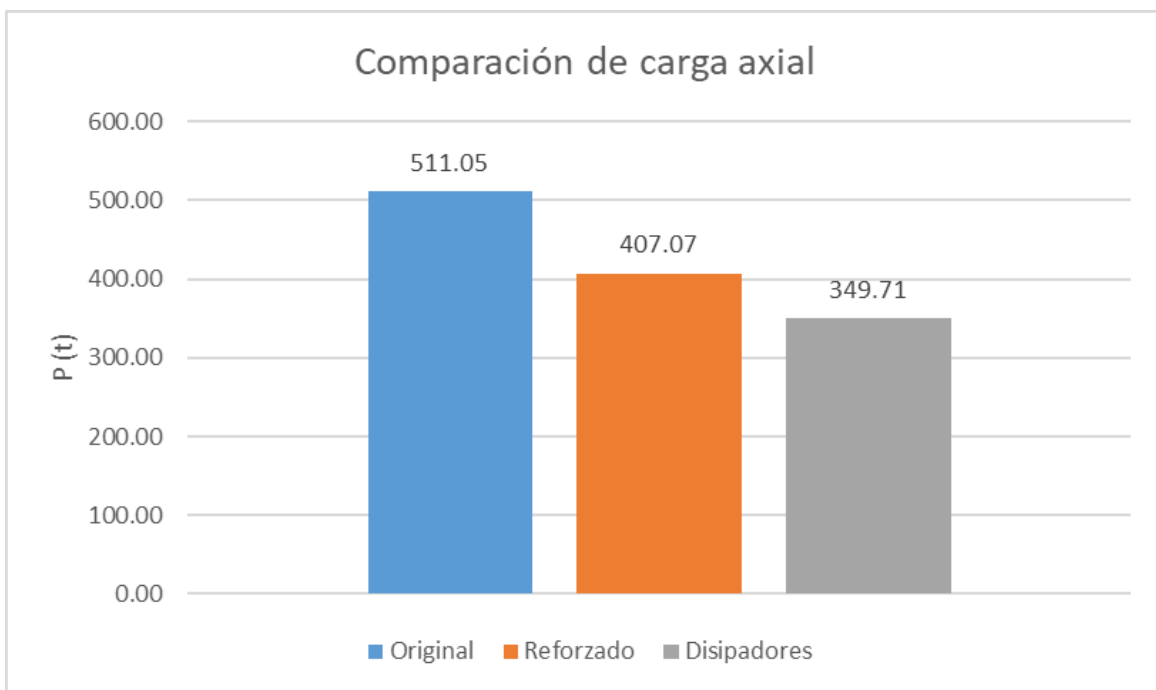


Figura 91: Comparación de promedios de cargas axiales en los 3 casos de análisis

Por última comparación, se grafican desplazamientos, cortantes y momentos en el tiempo, del nodo con mayor desplazamiento y de la columna con elementos mecánicos más elevados para observar el comportamiento dinámico en el tiempo. Para ello se utilizan los registros de las estaciones que generaron mayores desplazamientos, cortantes y momentos en cada dirección de análisis, y también en todos los casos se grafica con los registros de la estación más cercana al edificio que es la estación LI58.

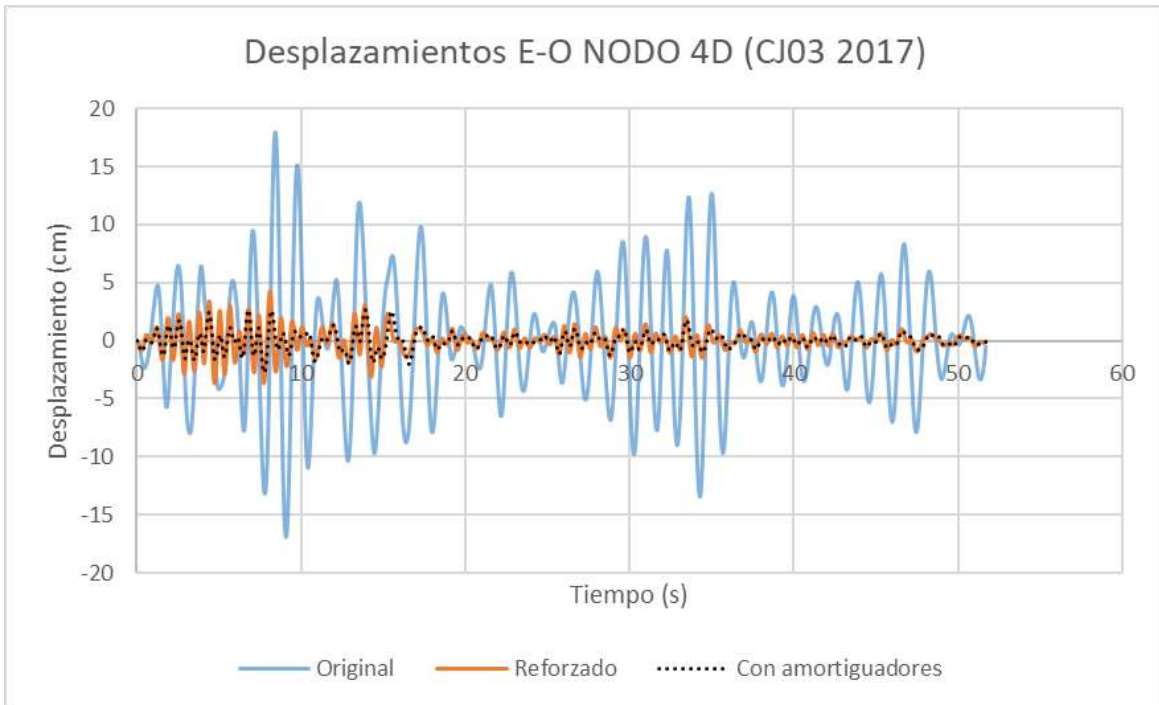


Figura 92: Desplazamientos en el tiempo de nodo 4D en dirección E-O en los 3 casos de análisis en la estación CJ03

El desplazamiento mayor en dirección E-O fue generado por los registros de la estación CJ03, en el caso del edificio original el desplazamiento más elevado es de 17.96cm cerca del segundo 10 como se observa en la figura 92, del edificio reforzado es de 4.26cm y en el caso con amortiguadores es de 2.67cm. Se observa también que los picos de la gráfica en el caso del edificio reforzado se tienen en intervalos de tiempo más pequeños que en los otros dos casos, esto es debido al periodo de la estructura que es menor en ese caso.

En el caso de la dirección N-S, el desplazamiento mayor fue generado por la estación CO56, de igual forma que en la otra dirección el desplazamiento más elevado se tiene en el caso del edificio original con un valor de 8.54cm, reduciendo su valor a 1.9cm en el edificio reforzado y en el caso con amortiguadores aumenta a 2.13cm (figura 93).

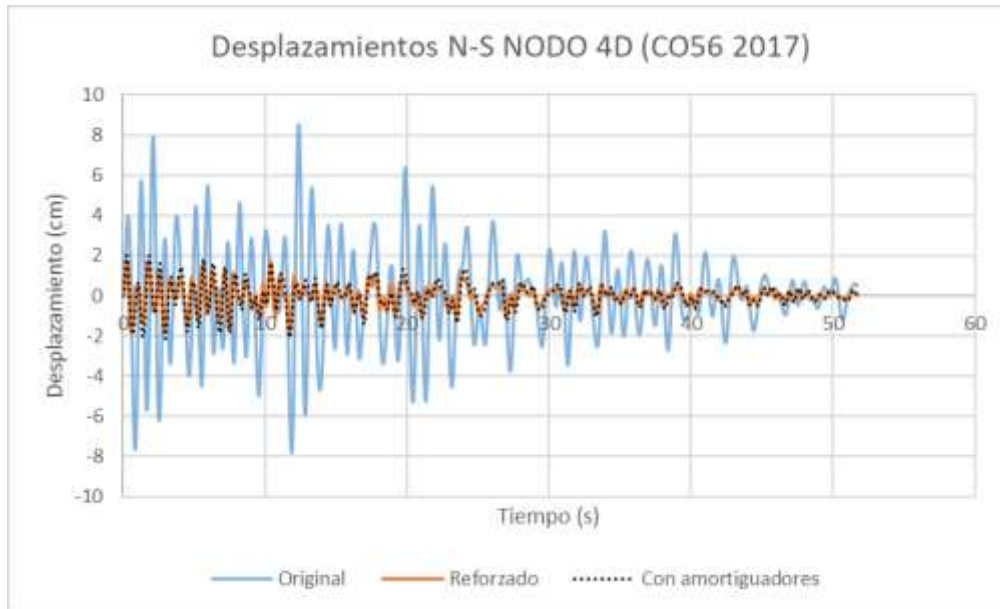


Figura 93: Desplazamientos en el tiempo de nodo 4D en dirección N-S en los 3 casos de análisis en la estación CO56

Los desplazamientos generados por los registros de la estación más cercana (LI58) muestran en la figura 94 y 95, para la dirección E-O el desplazamiento del edificio original es de 15.28cm, para el edificio reforzado es de 3.47cm y para el edificio con amortiguadores es de 2.44cm, se observa una reducción considerable a los desplazamientos con respecto al caso original.

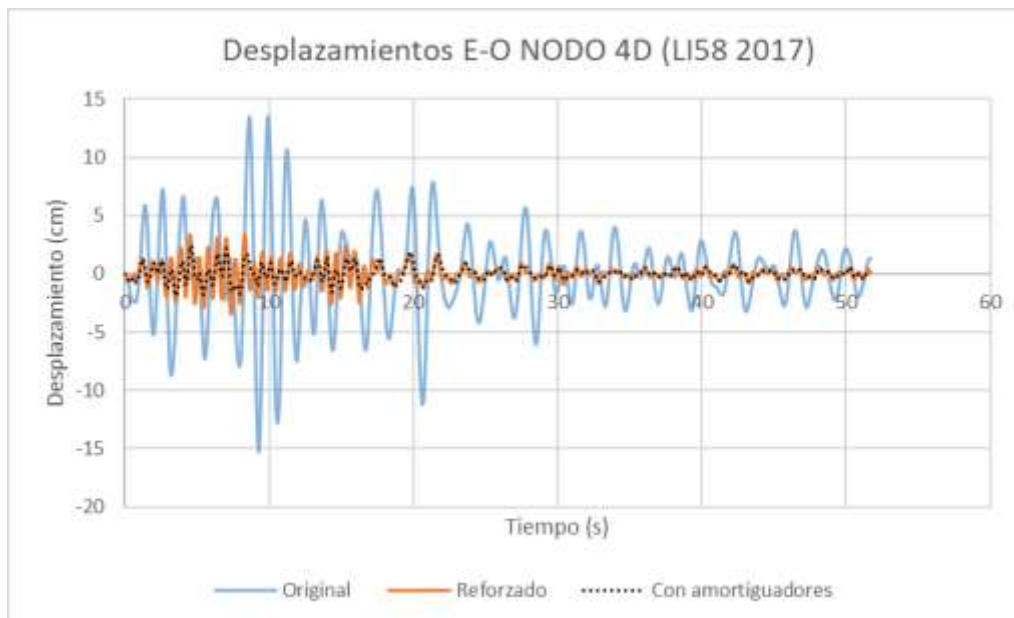


Figura 94: Desplazamientos en el tiempo de nodo 4D en dirección E-O en los 3 casos de análisis en la estación LI58

Para la dirección N-S el desplazamiento en el edificio original es de 7.30cm, para el edificio reforzado es de 1.57cm y para el caso con amortiguadores es de 2.01cm, para esta dirección, los valores son menores en el caso de análisis del edificio reforzado (figura 95).

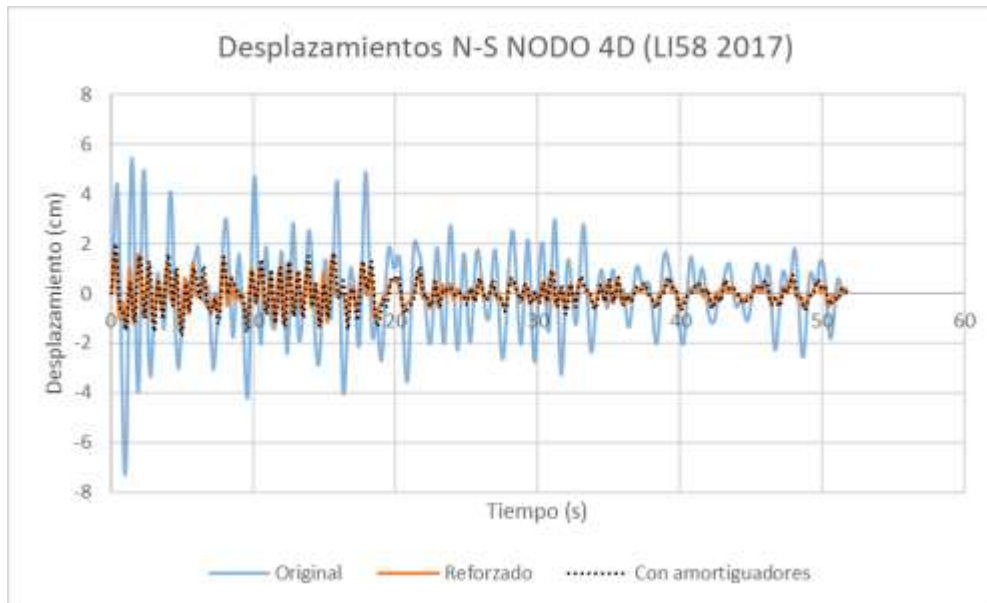


Figura 95: Desplazamientos en el tiempo de nodo 4D en dirección N-S en los 3 casos de análisis en la estación LI58

Lo siguiente a comparar son los cortantes en las dos direcciones, primero se muestra lo que ocurre en dirección E-O, en esta dirección los registros que generaron mayores valores fueron los de la estación CJ03 (figura 96) teniendo un cortante de 26.47t en el edificio original, el cual se redujo para el caso del edificio reforzado a 7.22t y en el edificio con amortiguadores de 5.57t, el cambio en los valores es significativo lo cual quiere decir que si fue eficiente el refuerzo que se le colocó y que la propuesta de amortiguadores mejoró el comportamiento del edificio.

En dirección N-S (figura 97) se tiene un valor de 18.8t para el edificio original, para el edificio reforzado es de 9.8t y para el edificio con amortiguadores es de 10.89t. Para este caso la estación utilizada fue la CI05. El edificio reforzado es el que presenta menor valor de cortante para esta dirección, aunque en el edificio con amortiguadores el comportamiento es similar.

En la estación LI58, en dirección E-O (figura 98) el cortante más elevado es de 20.66t, mientras que para el edificio reforzado es de 5.98t y para el edificio con amortiguadores es de 4.92t, de igual forma, los valores son mucho menores luego del refuerzo y de la propuesta de mejoramiento. Y para la dirección N-S de LI58 (figura 99) se tiene un valor de 16.3t para el edificio original, 8.71t para el reforzado y 9.94t para la propuesta con amortiguadores.

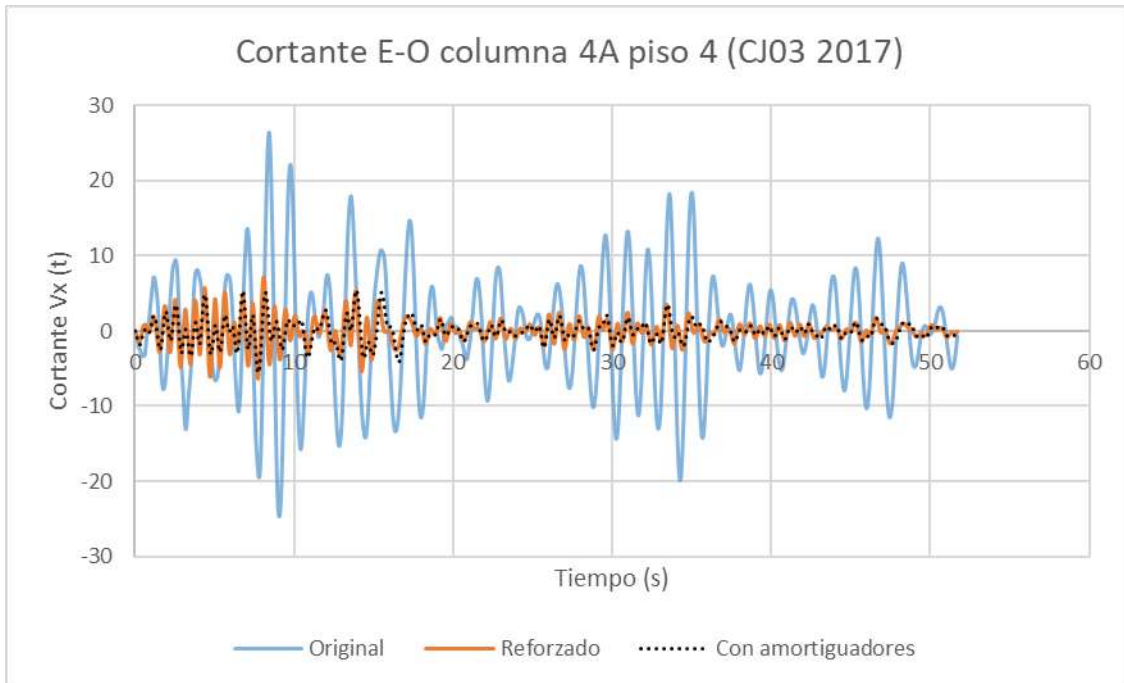


Figura 96: Cortantes en el tiempo en la columna 4A del piso 4 en dirección E-O en los 3 casos de análisis en la estación CJ03

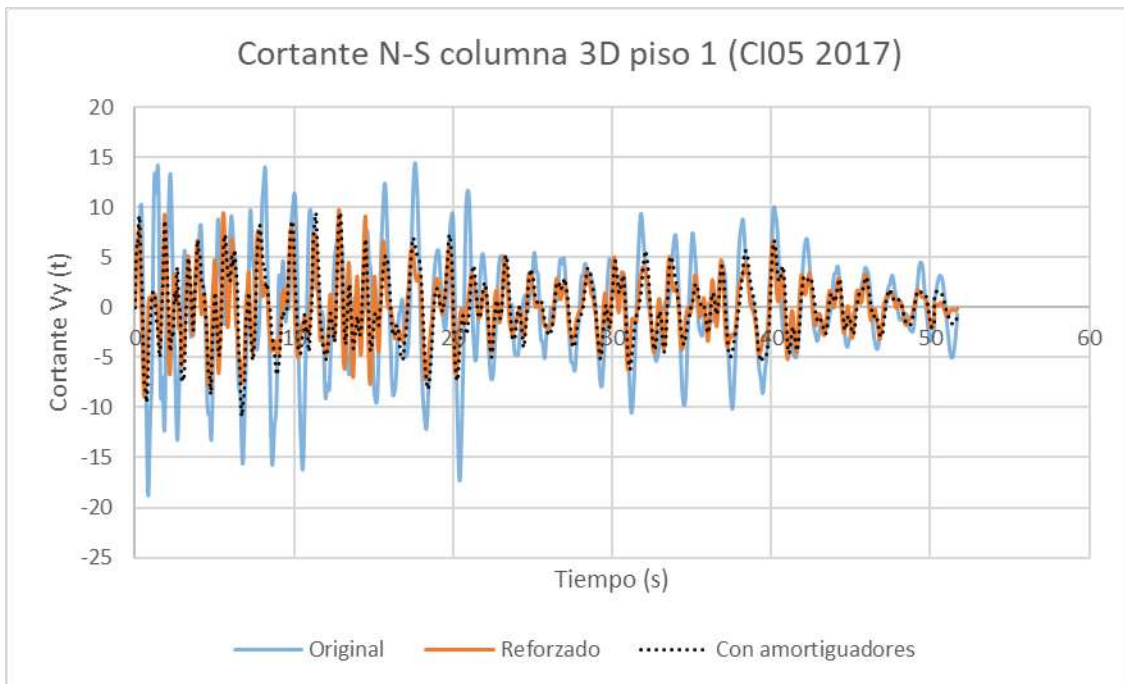


Figura 97: Cortantes en el tiempo en la columna 3D del piso 1 en dirección N-S en los 3 casos de análisis en la estación CI05

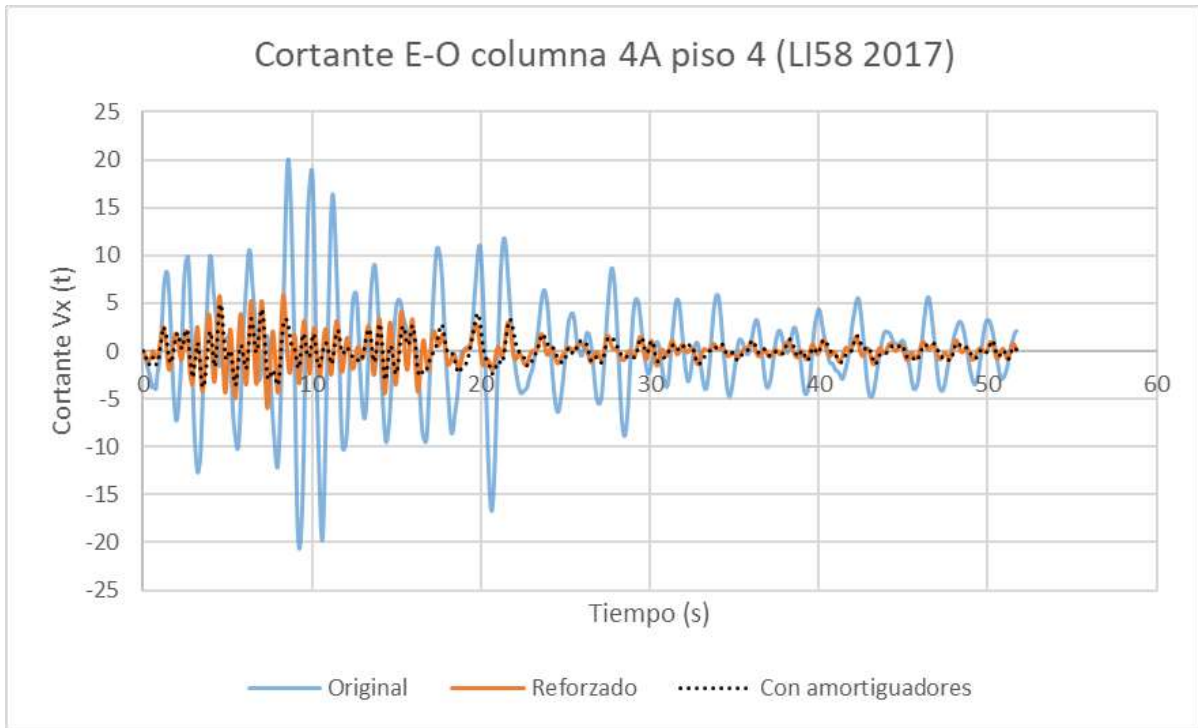


Figura 98: Cortantes en el tiempo en la columna 4A del piso 4 en dirección E-O en los 3 casos de análisis en la estación LI58

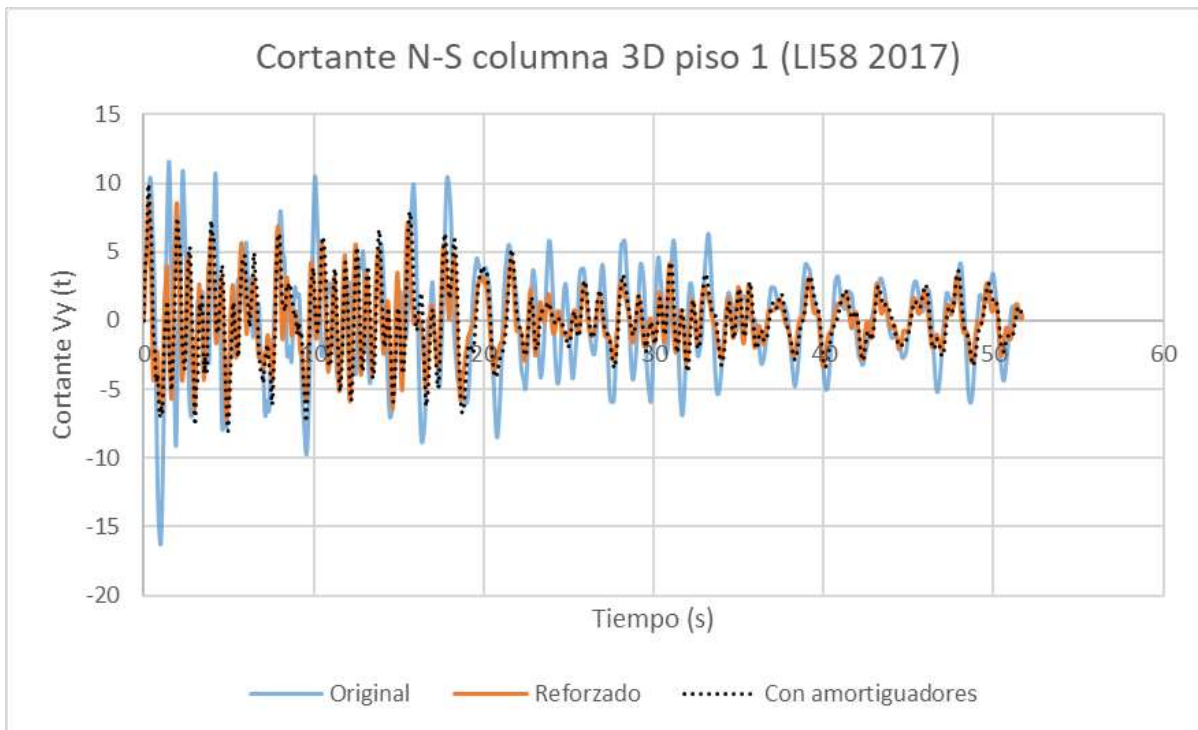


Figura 99: Cortantes en el tiempo en la columna 3D del piso 1 en dirección N-S en los 3 casos de análisis en la estación LI58

Por último se muestra la comparación de los momentos, la estación que generó los momentos al edificio más altos en dirección N-S fue la CI05 (figura 100) en el caso del edificio original el valor es de 29.23t-m, en el caso del edificio reforzado se redujo casi la mitad a 15.71t-m y en el caso de la propuesta con amortiguadores el valor del momento es de 17.48t-m, se observa que para esta dirección la reducción del momento es mayor para el caso del edificio reforzado que para el edificio con amortiguadores.

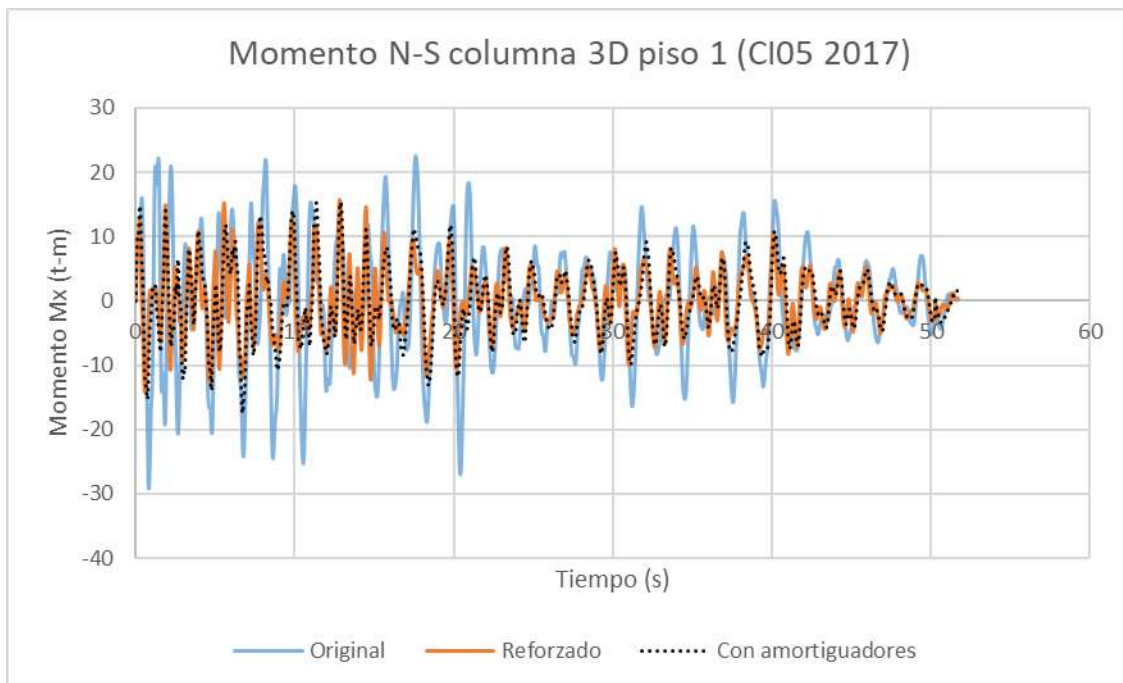


Figura 100: Momentos en el tiempo en dirección N-S en la columna 3D del piso 1 en la estación CI05 para los 3 casos de análisis

Para la dirección E-O que es donde en general se tienen los casos más desfavorables, se utilizó la estación CJ03 (figura 101) igual que en el caso de los cortantes y en los desplazamientos. Para el caso del edificio original el valor es de 41.99t-m que es el más elevado para todos los análisis de momentos, en el edificio reforzado el valor es de 19.87t-m y en el edificio con amortiguadores es de 16.3t-m, se observa la mejoría en esta dirección el ser menor el valor del momento en el caso de amortiguadores.

En el caso de la estación LI58 para la dirección N-S los valores son menores que en lo ocurrido para la estación CI05, para el caso original el valor del momento es de 25.43t-m, para el reforzado es de 13.84t-m y para la propuesta con amortiguadores es de 15.97t-m. En la figura 102 se muestran los momentos en el tiempo generados por la estación LI58 para la dirección N-S.

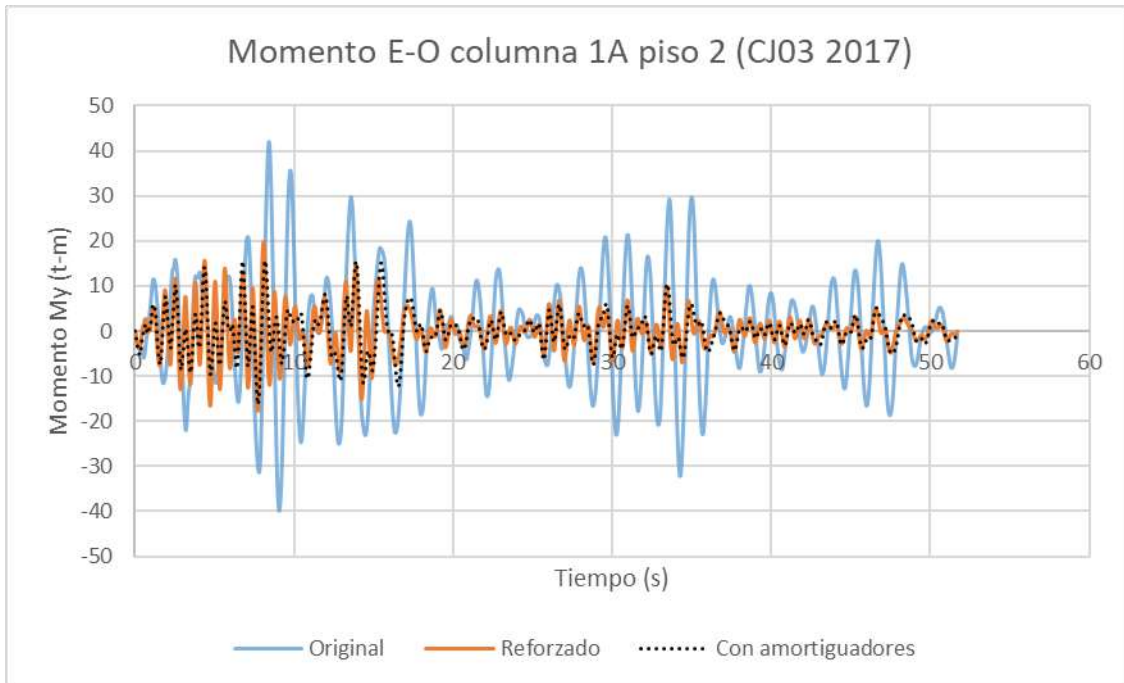


Figura 101: Momentos en el tiempo en dirección E-O en la columna 1A del piso 2 en la estación CJ03 para los 3 casos de análisis

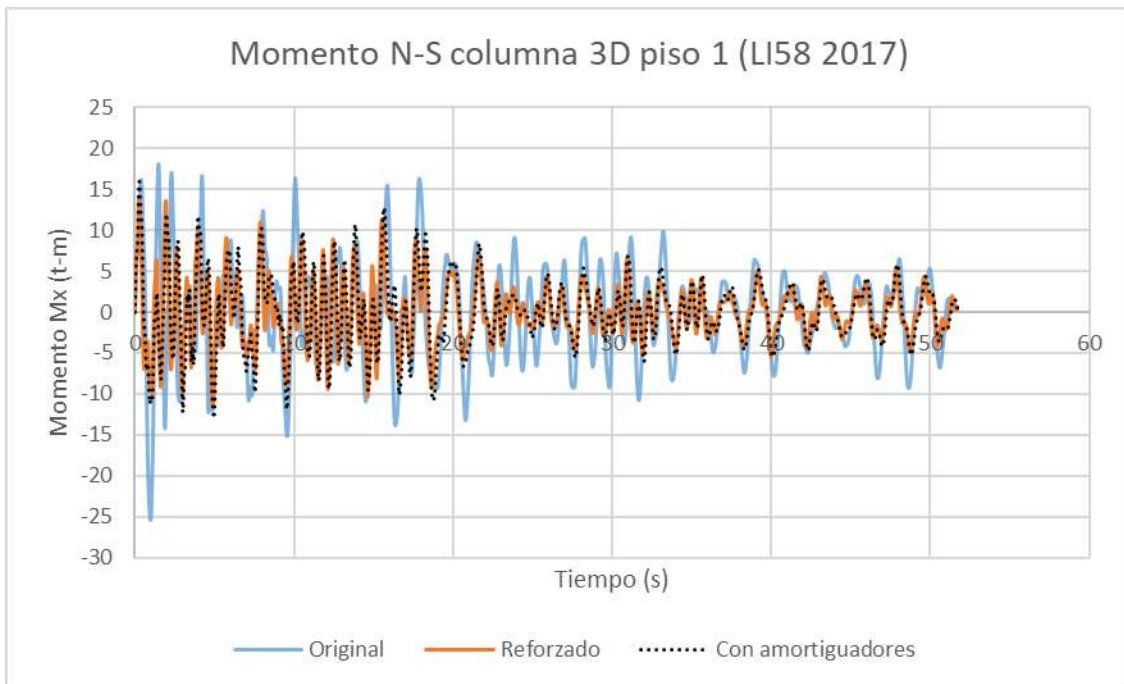


Figura 102: Momentos en el tiempo en dirección N-S en la columna 3D del piso 1 en la estación LI58 para los 3 casos de análisis

Para la dirección E-O en la estación LI58 el valor del momento en el edificio original es de 32.6t-m, para el edificio reforzado es de 16.56t-m y para el edificio con amortiguadores es de 14.27t-m, nuevamente se observa una mejora significativa en el comportamiento del edificio con los dos casos de refuerzo del edificio. La gráfica de este caso se muestra en la figura 103.

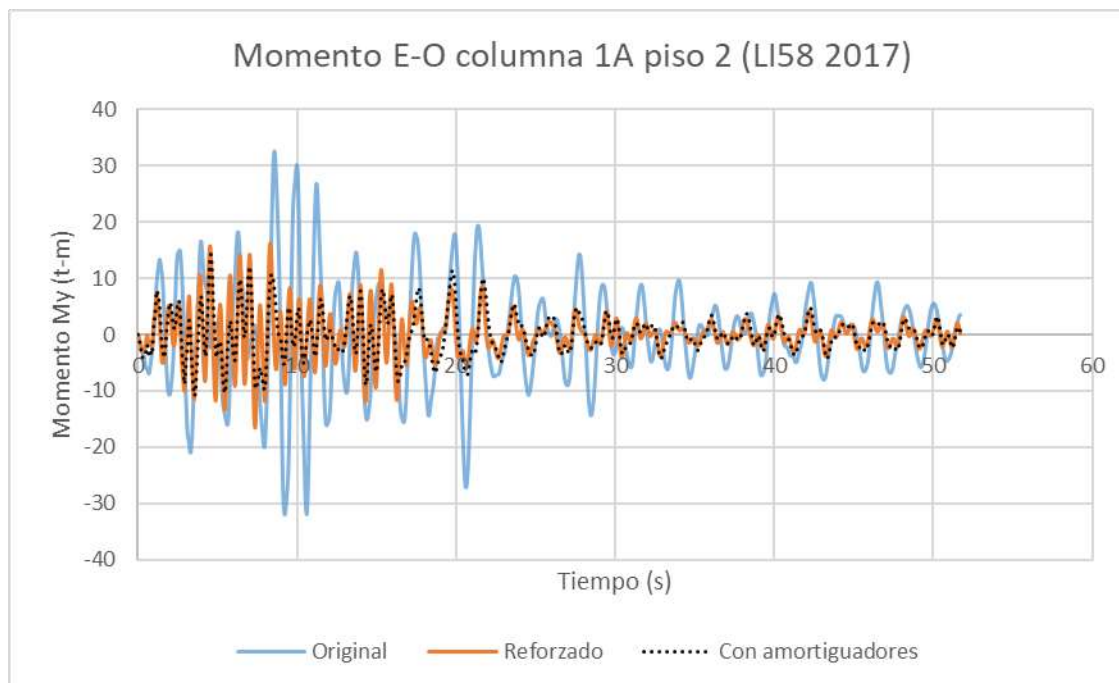


Figura 103: Momentos en el tiempo en dirección E-O en la columna 1A del piso 2 en la estación LI58 para los 3 casos de análisis

El comportamiento del edificio mejoró notoriamente luego del refuerzo, ya que los valores de los desplazamientos, distorsiones, cortantes y momentos disminuyeron. La propuesta de mejoramiento con amortiguadores mejora los resultados en dirección E-O del edificio reforzado y en la dirección N-S son mayores los valores del edificio con amortiguadores que en el edificio reforzado, aunque no por mucho, pero siempre teniendo mejores resultados que en el edificio original. Esto ocurre debido al periodo del edificio que en el caso del edificio con amortiguadores se acerca mucho al edificio original, lo cual demuestra que los amortiguadores mejoran la respuesta del edificio, ya que, al tener aceleraciones similares que, en el caso original, los valores de los elementos mecánicos, distorsiones y desplazamientos se reducen considerablemente.

CONCLUSIONES

- En ambos sismos, la zona del lago es en donde se tienen la mayor cantidad de daños, en 1985 la zona IIIb, y en 2017 las zona IIIa y IIIb, y también en la zona de transición zona II.
- En 1985 los edificios que reciben mayor aceleración son los que tienen un periodo de 2 segundos y en 2017 los edificios que reciben mayor aceleración son los que tienen periodos comprendidos entre 1.0 y 1.5 segundos.
- Las aceleraciones del terreno más elevadas se alcanzan a los 20 segundos de iniciado el movimiento en el caso del sismo de 2017 y a los 60 segundos en el caso del sismo de 1985.
- En 1985 las columnas que mayores elementos mecánicos presentan en dirección EO son las columnas en esquina y en dirección NS son las columnas de centro. Lo mismo ocurre en el sismo de 2017.
- Las distorsiones de entrepiso obtenidas en el análisis del edificio sin refuerzo con los registros de 2017 de las estaciones cercanas superan en todos los casos el límite de servicio (0.002).
- Los elementos mecánicos disminuyeron en el caso del edificio reforzado debido a los arriostramientos colocados y al encamisado de columnas, lo cual disminuyó el periodo del edificio que antes era en el modo 1 de 1.289s, cambiando a 0.639s en el caso reforzado y de 1.22s en el caso del edificio con amortiguadores.
- Con el refuerzo, en todos los casos se cumple con el límite de servicio de las distorsiones permisibles.
- Al agregar disipadores viscosos como una alternativa de refuerzo, se observó que la variación del coeficiente de amortiguamiento provoca que las distorsiones disminuyan de manera más representativa que si se varía el exponente de la velocidad.
- La propuesta de disipadores de energía provoca un periodo similar al del edificio original, pero elementos mecánicos y distorsiones menores que en el caso reforzado, lo cual indica la mejora que se tiene al usar esta propuesta.

REFERENCIAS

Chaulagain, Rodrigues, Spacone, Varum, (2015), "Assessment of seismic strengthening solutions for existing low-rise RC buildings in Nepal", *Earthquakes and Structures*, Vol. 8, No. 3, pp 532-534.

Cruz VM, Krishna S, Ordaz M, (2017), "Nota Informativa de Grupos de Sismología e Ingeniería de la UNAM, ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?", pp 4.

Fernández LR, (2017), "México Earthquake Reconnaissance Briefing", Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.

Tsionis G, Apostolska R, Taucer F, (2014), "Strengthening with Steel bracings", *Seismic strengthening of RC buildings*, Luxemburgo, pp 7-8.

Roeslin S, Elwood KJ, Juárez-García H, Gómez-Bernal A, Dhakal RP, (2018), "The September 19th, 2017 Puebla, Mexico Earthquake-Preliminary report", conferencia de la Sociedad de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda, pp 6.

Pérez-Gavilán JJ, Aguirre J, Ramírez L, (2018), "Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México", *Salud Pública México*, Vol. 60, pp 41-51. <https://doi.org/10.21149/9300>

Galvis F, Miranda E, Heresi P, Dávalos H, Ramón J, (2017), "Preliminary Statistics of Collapsed Buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake", John A. Blume Earthquake Engineering Center Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, pp 1-17.

Torres C, (2017), "Efectos de Sitio en la Cd. De México durante el Sismo del 19 de septiembre de 2017", pp 1-11.

Aguilar J, Breña SF, Del Valle E, Iglesias J, Picado M, Jara M, Jirsa JO, (1996), "REHABILITATION OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS IN MEXICO CITY", Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas, Austin, pp 57-70.