

Reducción de la respuesta sísmica mediante el uso de aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo en una estructura de ocho niveles de ocho niveles

Reduction of seismic response through the use of lead-cored elastomeric base insulators in an eight-level structure

Carlos Flores Aburto¹, Joel Melchor Ojeda Ruiz², Manuel Barraza², Alberto Parra Meza², Donobhan Presichi Gerardo¹, Victor Baca³

RESUMEN

El presente trabajo tiene por objetivo demostrar que es posible reducir la respuesta sísmica de edificios mediante el uso de aisladores de base elastoméricos. Para ello, se determina la respuesta sísmica de un edificio de ocho niveles, la cual se compara con la respuesta estructural del mismo edificio, pero con una interfaz de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo entre el segundo y tercer entrespacio. Los dos primeros niveles del edificio corresponden a un área de estacionamiento a base de marcos tridimensionales de concreto reforzado resistentes a momento, y los seis siguientes niveles a oficinas a base de marcos tridimensionales resistentes a momento de acero estructural. En una primera etapa, se hace un análisis sísmico estático y se diseña la estructura de manera convencional, donde los desplazamientos rigen el diseño de los elementos resistentes. Por otro lado, el diseño de los dispositivos aisladores de base se realizó con la demanda de cortante en la base del tercer nivel. Posteriormente, se realizan análisis no lineales de ambos modelos y se comparan sus respuestas sísmicas. Se observa que los valores de la respuesta en términos de cortantes y distorsiones para la estructura aislada alcanzan reducciones considerables tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado.

ABSTRACT

The objective of this study is to demonstrate that it is possible to reduce the seismic response of buildings by using base isolator devices. For this aim, the seismic response of an eight-story building is calculated considering two cases. While the first case corresponds to a rigid base model, in the second structure a base isolators interface is used. Lead core elastomeric base isolators devices are used at the base of second and third story level. The first and second levels are designated as parking garage; the structural system here is based on reinforced concrete moment resisting frames. Upper levels are designated as office areas, where the structural system is based on structural steel moment resisting frames. A regular design procedure is applied from static seismic analysis, where structural member design is controlled by lateral displacement demands. Seismic base isolators are designed according to shear force demands at the base of third level. Finally, nonlinear analyses are performed for both structural models (rigid base model and base isolator model). It is observed that the value of the structural response in terms of shears and drifts demands for the base isolator building are considerably reduced when is subjected to earthquake loads.

Recibido: septiembre 2019
Aceptado: marzo 2020
Publicado: noviembre 2021

Palabras clave:

Respuesta sísmica,
aisladores de base,
demandas máximas

Keywords:

Seismic response,
base isolators,
maximum demands

1. INTRODUCCIÓN

Antecedentes

Existen regiones en el mundo con una alta actividad sísmica, donde los eventos sísmicos pueden causar grandes pérdidas económicas, así como de vidas

*Autor para correspondencia. Manuel Barraza
Dirección de correo electrónico: barraza.manuel@uabc.edu.mx

¹Profesor de asignatura, Universidad Autónoma de Baja California, Carretera Transpeninsular Ensenada-Tijuana No. 3917, Col. Playitas, CP 22860, Ensenada, B.C., México, cflores52@uabc.edu.mx, donobhan@hotmail.com

²Profesor de Tiempo Completo, Universidad Autónoma de Baja California, Carretera Transpeninsular Ensenada-Tijuana No. 3917, Col. Playitas, CP 22860, Ensenada, B.C., México, joel.ojeda@uabc.edu.mx, albertoparra@uabc.edu.mx

³Estudiante graduado Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán 80040, México. Victor_02305@hotmail.com

humanas, lo que lleva a situaciones de riesgo extremo. Estas regiones sísmicas están bien identificadas debido a eventos históricos, su frecuencia y otros debido a los daños registrados (Bazán y Meli, 2004).

La ubicación cercana a las fallas tectónicas es siempre un factor importante a tomar en cuenta en el diseño estructural, añadiendo que las características del suelo deben ser consideradas debido a la interacción suelo-estructura que puede amplificar la respuesta estructural ante solicitaciones sísmicas. En consecuencia, las metodologías de diseño tienden a evitar mayores impactos por eventos sísmicos (Bazán y Meli, 2004).

En el noroeste de México, existe una gran actividad sísmica que se produce entre las placas tectónicas del Pacífico y la de Norteamérica. Algunas de estas fallas activas se muestran en la figura 1, por lo cual, el diseño sísmico es una preocupación importante para cualquier proyecto estructural en esa región (Sánchez, 2007). La mayoría de las fallas identificadas en esa

zona, llegan a los Estados Unidos de América, compartiendo eventos en ambos lados de la frontera internacional (Flores, 2017).

Una de las formas efectivas de reducir la demanda sísmica en la construcción se basa en el control estructural mediante la aplicación de nuevas tecnologías de aislamiento de base (Deringöl, 2018). El uso de ciertos tipos de dispositivos que mejoran la forma en que un sistema estructural libera energía inducida a partir de eventos sísmicos, es de gran interés hoy en día entre Ingenieros Estructurales. El objetivo principal con el uso de aisladores sísmicos es evitar daños estructurales severos manteniendo los daños y los desplazamientos laterales a niveles bajos (Lluhen, 2011). Los aisladores de base son dispositivos que están colocados entre la cimentación y la super-estructura de una edificación, estos absorben las excitaciones inducidas del suelo y restringe los desplazamientos entre pisos en el caso de estructuras de edificios (Masoud, 2020).



Figura 1. Algunas fallas en el noroeste de México, (Grupo RESNOM, 2003)

Los aisladores sísmicos de base fabricados de elastómero están formados por capas de hule intercaladas entre placas de acero. El espesor total del caucho provee la rigidez horizontal baja necesaria para lograr el cambio de período, mientras que el espaciado de las placas de ajuste de acero controla la rigidez vertical del rodamiento para un módulo de corte y un área de caucho adherida a los dados (Eddin, 2015). En ocasiones, se le agrega al dispositivo un corazón de plomo para incrementar su capacidad de disipar energía. En la tapa y base del aislador se colocan placas de acero que permiten conectar el aislador al edificio y la cimentación. Debido al efecto confinante de las placas de acero, un aislador de hule exhibe una rigidez vertical mucho mayor que la que exhibe en dirección lateral (González y Aguilar 2005).

Trabajo previo

Las investigaciones relacionadas con el cálculo de la respuesta de edificios con aisladores elastoméricos que se han desarrollado previamente son: Ojeda et al. (2012) estudiaron un edificio de 12 pisos donde el sistema estructural se basó en marcos de acero estructural y utilizaron contravientos para el control de desplazamiento lateral. Los aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo en ese caso se consideraron en

la base de la estructura. Se desarrolló un análisis no lineal de historia en el tiempo para un conjunto de registros de movimiento del suelo al que se le aplicó el procedimiento de Somerville (2003), mediante el cual se escalaron para obtener registros a nivel de sismo de diseño y de sismo máximo considerado. De acuerdo con el reporte de resultados, se obtuvo una reducción de hasta un 60% para las distorsiones del edificio aislado con respecto al de base fija. Otros resultados muestran que un comportamiento no lineal extendido se desarrolló en las vigas, sobre toda la estructura para el caso de base rígida.

En el proyecto definido para este trabajo (edificio de 8 pisos) se debe considerar el comportamiento del sistema estructural con marcos resistentes a momento para el control de desplazamiento lateral, sometidos al mismo conjunto de registros sísmicos que en el trabajo anterior.

Descripción del proyecto

Este caso de estudio se ubica dentro del área urbana de Ensenada, Baja California, México. El proyecto está relacionado con un edificio de 8 pisos en el que se designan dos niveles inferiores como estacionamiento y los seis niveles restantes se consideran oficinas, cuatro por cada nivel (ver figuras 2-4).

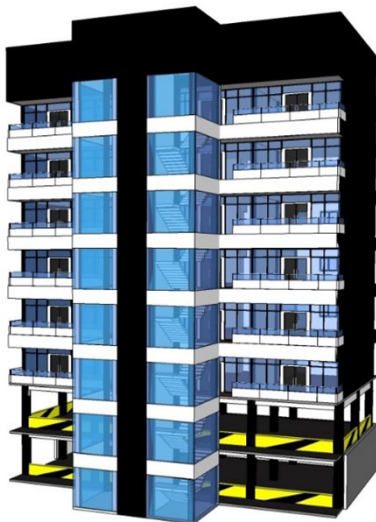


Figura 2. Perspectiva del edificio de oficinas.

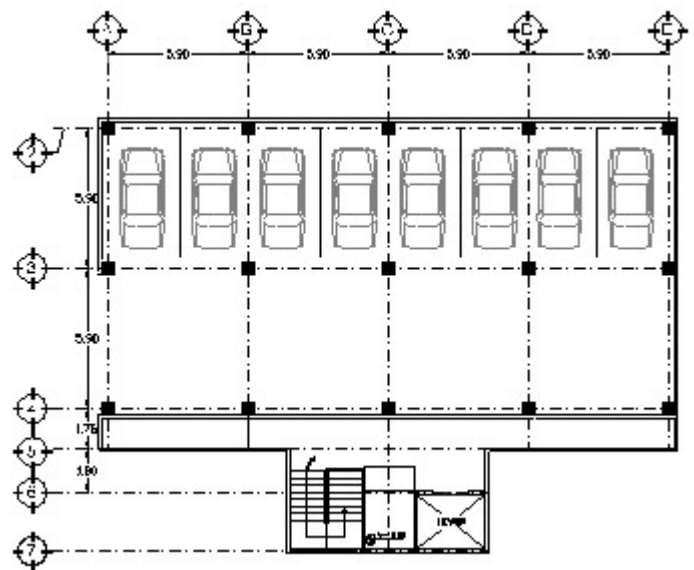


Figura 3. Planta de estacionamiento.

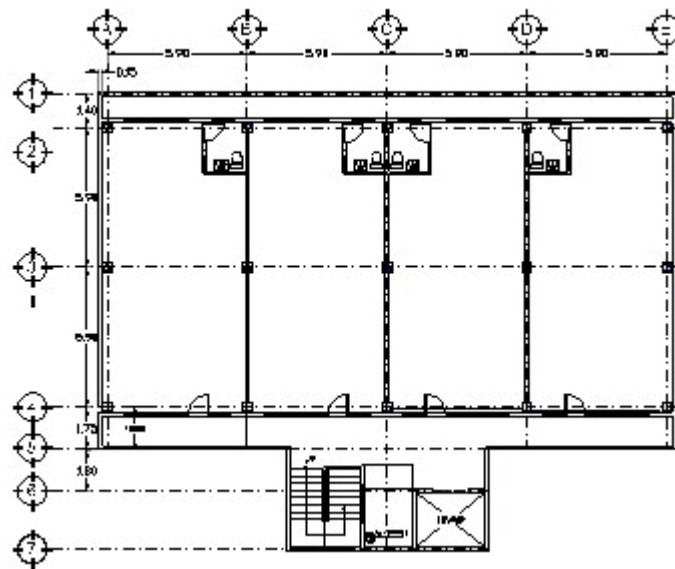


Figura 4. Planta de oficinas (niveles superiores)

El sistema estructural es a base de marcos tridimensionales, donde la rigidez lateral está suministrada únicamente por marcos resistentes a momento; es decir, no hay elementos rigidizantes como contravientos o muros de cortante. Por propósitos constructivos, los niveles de estacionamiento se modelan con estructura de concreto reforzado y los seis niveles superiores a base de marcos de acero estructural. Es entre la estructura de concreto y la de acero donde se propone la interfaz de aisladores de base.

El diseño estructural se lleva a cabo de manera convencional para marcos rígidos, cumpliendo con los requerimientos para ambos materiales, tanto para el concreto reforzado como para el acero estructural. Posteriormente se realiza un análisis no lineal de historia en el tiempo para estudiar la respuesta estructural, primero con los marcos sin los aisladores y después incluyendo la interfaz de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Análisis y diseño convencional

El sistema estructural se diseñó a partir de condiciones convencionales. El comportamiento de la estructura se revisó para cumplir con los criterios y requerimientos de diseño establecidos en los códigos estadounidenses, observando disminuciones considerables tanto de desplazamientos, distorsiones y fuerzas cortantes.

Cargas gravitacionales

La definición de las cargas gravitacionales se basa en los requerimientos establecidos en el ASCE 07-10;

además, del peso propio de los elementos estructurales. Las cargas se muestran en la tabla 1.

Análisis de cargas sísmicas

El método de las cargas laterales equivalentes se usó como se describe en la sección 12.8 del ASCE 07-10 para análisis sísmico.

El cortante basal se calculó como:

$$V = C_s W_T = 1007.65 \text{ kN} \quad (1)$$

donde

- V = Cortante basal
- C_s = Coeficiente sísmico
- W_T = Carga total

el coeficiente sísmico ($C_s = 0.05626$) se determinó de la siguiente manera:

$$0.044 S_{DS} I_e < \frac{S_{DS}}{R} < \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (2)$$

y de acuerdo con la figura 5 (espectro de diseño):

- S_{DS} = Aceleración espectral de diseño a periodos cortos con 5% de amortiguamiento = 1.00 g
- S_{D1} = Aceleración espectral de diseño a periodo de 1 s con 5% de amortiguamiento = 0.60 g
- I_e = Factor de importancia de acuerdo a la ocupación de la estructura = 1.0

Tabla 1. Cargas gravitacionales por nivel .

Nivel	Carga viva (kN)			Peso propio de elementos (kN)			CM losa (kN)	Muros división (kN)	Barandal o pretil	Muros (kN)		Carga concentrada(kN)
	Azotea	Entrepiso	Pasillo	Losas	Vigas	Columnas				Ligeros	Cancelería	
Azotea	342.106			773.132	116.623	166.261	370.464		110.891			1879.476
6		668.352	298.28	773.132	121.176	166.261	422.884	133.670	28.72	116.744	25.828	2755.049
5		668.352	298.28	773.132	144.394	166.261	422.884	133.670	28.72	116.744	25.828	2778.267
4		668.352	298.28	773.132	144.394	184.496	422.884	133.670	28.72	116.744	25.828	2796.502
3		668.352	298.28	773.132	148.871	202.732	422.884	133.670	28.72	116.744	25.828	2819.214
2		668.352	298.28	773.132	148.871	202.732	422.884	133.670	28.72	116.744	25.828	2819.214
1		668.352	298.28	1259.545	916.78	458.068	422.884	133.670	28.72	116.744	25.828	4328.873
Estac. 2		534.682	203.479	1134.425	793.922	458.068	230.673		350.335			3705.583
$\Sigma =$	342.106	4544.794	1993.162	7032.761	2535.028	2004.88	3138.441	802.022	633.548	700.466	154.97	23882.178

R = Coeficiente de modificación de respuesta de acuerdo al tipo de sistema estructural = 8

T = Periodo fundamental de la estructura calculada de manera preliminar = 1.333 s

El espectro de diseño está basado de acuerdo a la clasificación del suelo en el sitio de construcción, en este caso, se supuso un suelo blando tipo “D”, de acuerdo a la sección 11.4 del ASCE 07-10. El coeficiente sísmico C_s es ligeramente diferente para el análisis en la dirección “X” (dirección longitudinal del edificio) que para la dirección “Y” (dirección transversal del edificio), como resultado de los marcos propuestos en ambas direcciones, pero para propósitos ilustrativos, solo se muestran los resultados en la dirección “X”.

Las cargas laterales equivalentes de entrepiso F_x se calcularon multiplicando el factor de distribución vertical C_{vx} por el cortante basal V , y se localizaron en el centro de masas de cada entrepiso. El factor de

distribución vertical está en función de los pesos de entrepiso W_x y de la altura de entrepiso h_x/k donde k es un exponente relacionado con el periodo de la estructura.

$$F_x = C_{vx} V \quad (3)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4)$$

Resultados de las cargas laterales equivalentes para la estructura con la base rígida

De acuerdo al ASCE 07-10, los desplazamientos debidos a las cargas laterales aplicadas deben ser revisados en términos de distorsiones de entrepiso. Se utilizó el software ETABS para obtener los desplazamientos elásticos en el centro de masas de cada entrepiso para un modelo tridimensional. A partir de esos resultados, las deflexiones de entrepiso se calcu-

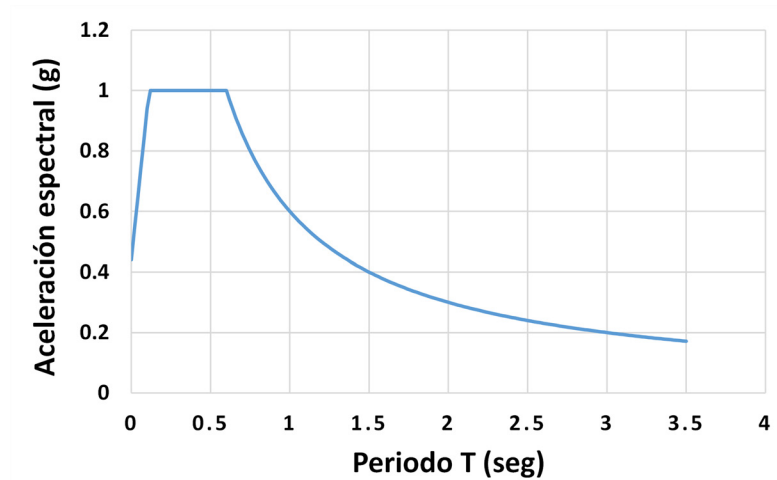


Figura 5. Espectro de diseño de acuerdo al ASCE 07-10.

laron según los requerimientos de la sección 12.8.6 del ASCE 07-10.

Las distorsiones δ_x que se calcularon siguiendo los lineamientos anteriormente mencionados son las siguientes:

Tabla 2 Distribución de cargas laterales equivalentes por nivel.

Nivel	Wi (kN)	hi (m)	Wi hi	Cvx	Fx (kN)	Vx (kN)
8	1454.24	28.8	169771.71	0.2	200.522	200.522
7	1955.5	25.2	188948.2	0.22	223.172	423.695
6	1978.72	21.6	153687.54	0.18	181.525	605.22
5	1987.84	18	119254.56	0.14	140.855	746.075
4	2010.55	14.4	87929.74	0.1	103.856	849.931
3	2019.67	10.8	58765.86	0.07	69.41	919.342
2	3401.66	7.2	55731.72	0.07	65.826	985.168
1	3101.09	3.6	19033.44	0.02	22.481	1007.649

$\Sigma =$ 17909.28 853122.76

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (5)$$

$$\delta_{xe} = \delta_{x2} - \delta_{x1} \quad (6)$$

donde

5.5 C_d = Factor de amplificación de la deflexión =

δ_{xe} = Deflexión por análisis elástico en cada entrepiso

I_e = Factor de importancia = 1.25

La distorsión de entrepiso se calcula a partir de los desplazamientos obtenidos de un análisis elástico y se compara con la distorsión máxima admisible de entrepiso dada en la sección 12.8.6 del ASCE 07-10, la cual en este caso es:

$$\Delta_a = 0.020 h_{sx} = 72.00 \text{ mm} \quad (7)$$

donde

Δ_a = Distorsión máxima admisible de entrepiso

h_{sx} = Altura de entrepiso

Los resultados de distorsiones de entrepisos se muestran en la figura 6 (línea azul). En esa misma gráfica se compara con el límite admisible (línea naranja), lo que indica que podría proponerse una estructura un poco más flexible.

Como parte del procedimiento de diseño convencional para el caso de la estructura rígida, también se verificó que se cumpla con los requerimientos de columna fuerte-viga débil, siendo este concepto junto con el control de desplazamientos los que rigen las dimensiones de los elementos estructurales y no la demanda por resistencia. De acuerdo con estos resultados, no fue necesario tomar en cuenta los efectos P- Δ .

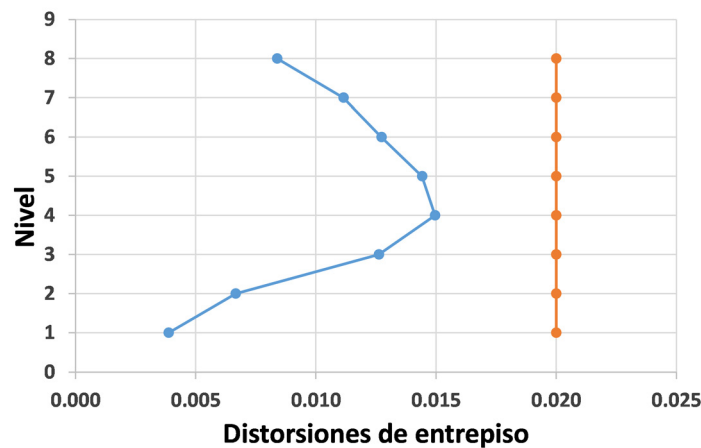


Figura 6. Perfil de distorsiones de entrepiso para estructura sin aisladores.

ANÁLISIS NO LINEAL PARA LA ESTRUCTURA SIN LOS DISPOSITIVOS AISLADORES

Para el análisis no lineal del concreto reforzado y del acero, se utilizó un modelo histerético bilineal con articulaciones plásticas considerado dentro de las opciones a elegir en el software ETABS (CSI Analysis Reference Manual, 2016).

Se efectuaron dos tipos de análisis no lineal para estudiar la respuesta del caso sin aisladores de base. Primero se realizó un análisis no lineal estático para identificar cualquier zona débil de la estructura que pudiera desarrollar articulaciones plásticas. El segundo procedimiento, un análisis de la historia en el tiempo para un conjunto de cinco registros escalados con el método de Somerville (2003), a nivel de sismo de diseño y de sismo máximo considerado. Ambos

análisis se llevaron a cabo con el software comercial ETABS. Los registros utilizados y sus factores de escala se muestran en la tabla 3, mientras que en la figura 7 se ilustra el espectro de diseño y los espectros de respuesta para sismo de diseño.

Se seleccionó el programa de cómputo ETABS ya que es considerado uno de los mejores programas de cálculo estructural de edificios existente. Existen muchos trabajos que lo usan y otros buscando explicar y validar sus resultados y de otros programas de diseño estructural [CSI (2016), Mrugesh y Sumant (2011), Saravia (2013)]; sin embargo, estos programas están basados en teorías y métodos numéricos con suposiciones y aproximaciones que requieren a juicio de los autores validarse para aplicar adecuadamente el software.

Tabla 3. Registros utilizados para análisis sísmico no lineal y sus factores de escala (columnas 2 y 3).

Registro (Lugar, Año, Estacion)	Factor de escala del sismo de diseño	Factor de escala del sismo máximo considerado
Loma Prieta, 1989, G03090	1.496	2.244
Loma Prieta, 1989, HSP000	0.947	1.421
Loma Prieta, 1989, CNP196	1.276	1.913
Northridge, 1994, STC180	0.888	1.331
Northridge, 1994, TAR360	1.091	1.637

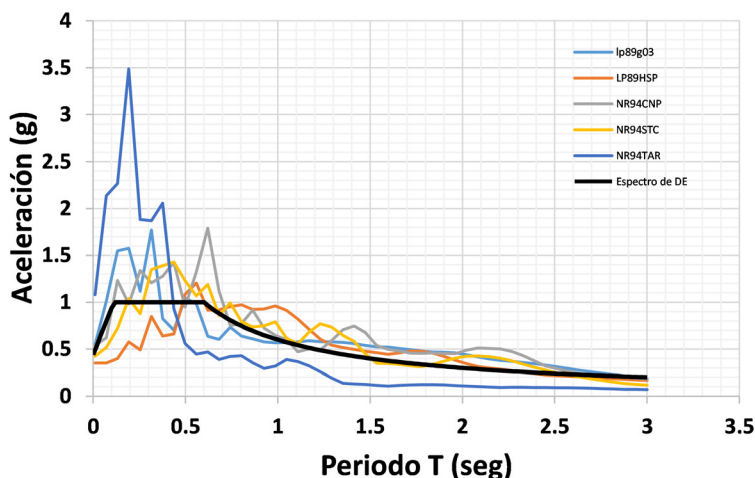


Figura 7. Espectro de Diseño y Espectros de Respuesta.

En el primer método de análisis, el patrón de cargas laterales se definió de acuerdo a la configuración del primer modo de vibración. Los parámetros en el modelo de articulación plástica y su localización se tomaron de acuerdo a lo establecido en el ASCE 41-13. El modelo de una articulación utilizada se muestra en la figura 8.

La primera articulación se desarrolla cuando el porcentaje de distorsión en la azotea es de 1.24% y el cortante en la base de 6,989.22 kN (figura 9, curva de capacidad). De la misma forma, se obtuvieron diferentes escenarios debido al incremento monotóni-

co de la carga aplicada, determinando una capacidad máxima de la estructura de 12,149.96 kN de cortante en la base, lo cual corresponde a una distorsión en la azotea de 4.69%. Todas las articulaciones plásticas fueron desarrolladas en las vigas de acero estructural, ninguna columna de acero mostró comportamiento no lineal. Los elementos de concreto reforzado del primer y segundo nivel se mantuvieron en niveles elásticos. El último paso en este procedimiento de análisis fue establecido cuando apareció la primera articulación plástica y empezó a mostrar degradación de la capacidad.

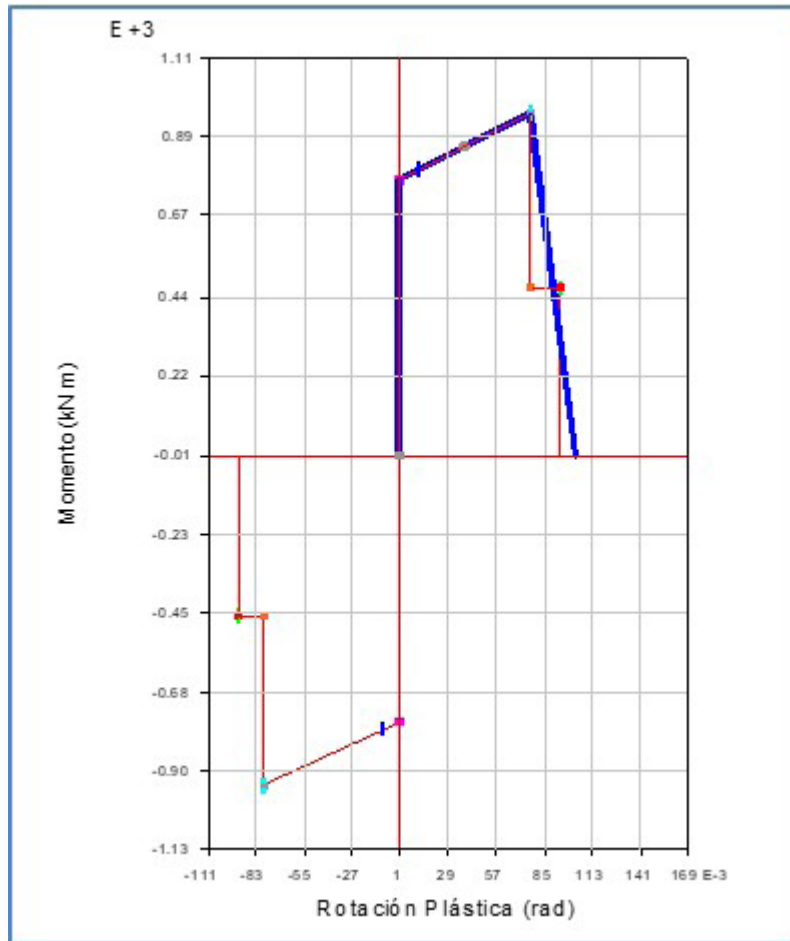


Figura 8. Modelo de articulación plástica.

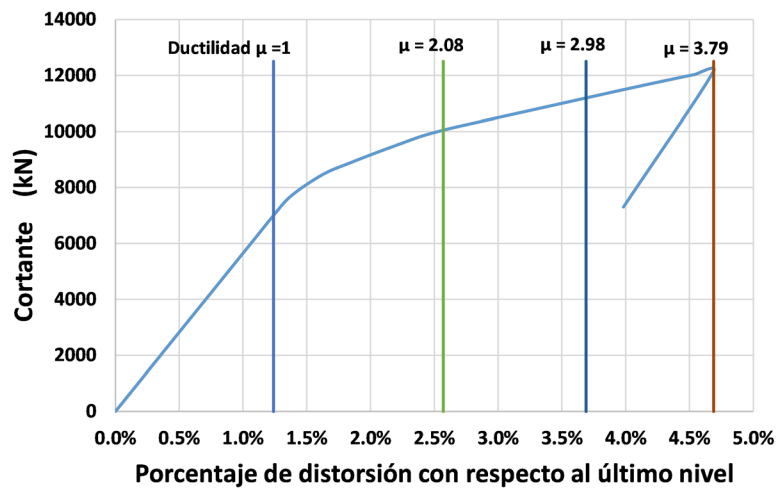


Figura 9. Curva de capacidad del sistema estructural convencional.

Al igual que en análisis previo, se utilizó el mismo software ETABS para llevar a cabo el análisis no lineal de la historia en el tiempo, primero en la estructura rígida. Los resultados de las distorsiones para el edificio tradicional sin aisladores de base se muestran en la figura 10. Estos resultados se ilustran de manera

estadística, donde están consideradas la media, la media más media desviación estándar y la media menos media desviación estándar, tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado. Se observan demandas de distorsiones medias bastante similares a la distorsión objetivo de diseño.

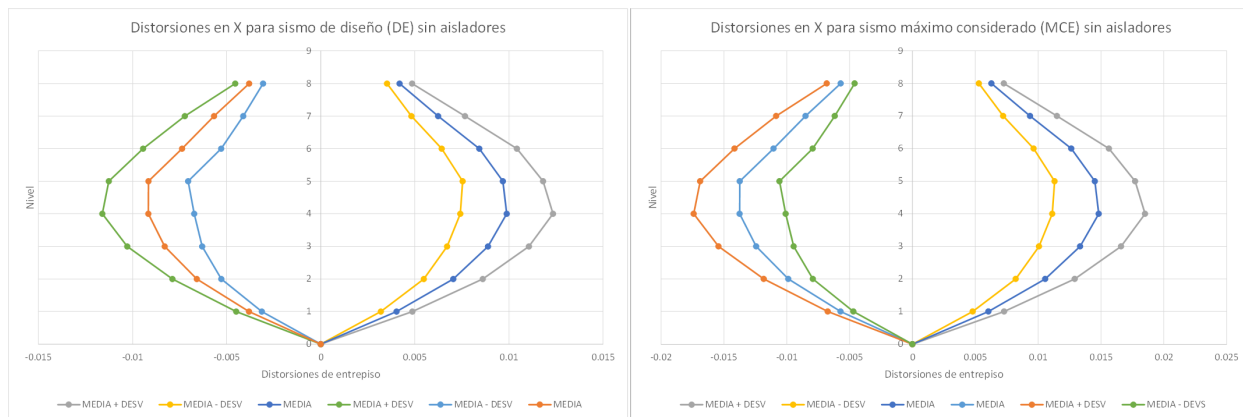


Figura 10. Distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis sísmico no lineal para el edificio convencional.

Como parte de los resultados del análisis, la representación para la demanda de cortante está mostrada en la figura 11. Estos resultados se ilustran al igual que en la figura anterior de manera estadística, donde están consideradas la media, la media más media desviación estándar y la media menos media desviación estándar, tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado. La distribución del cortante de diseño se muestra con una línea punteada. Las mayores demandas de cortante se observan en los resultados a nivel de sismo máximo considerado.

SISTEMA ESTRUCTURAL CON INTERFAZ DE AISLADORES

En este análisis se considera la incorporación de una interfaz de aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo entre la estructura de concreto reforzado y la de acero; es decir, entre el segundo y el tercer nivel. Para la obtención de las propiedades mecánicas de los aisladores se utilizó un modelo histerético bilineal de acuerdo a lo recomendado por Lluhen (2011).

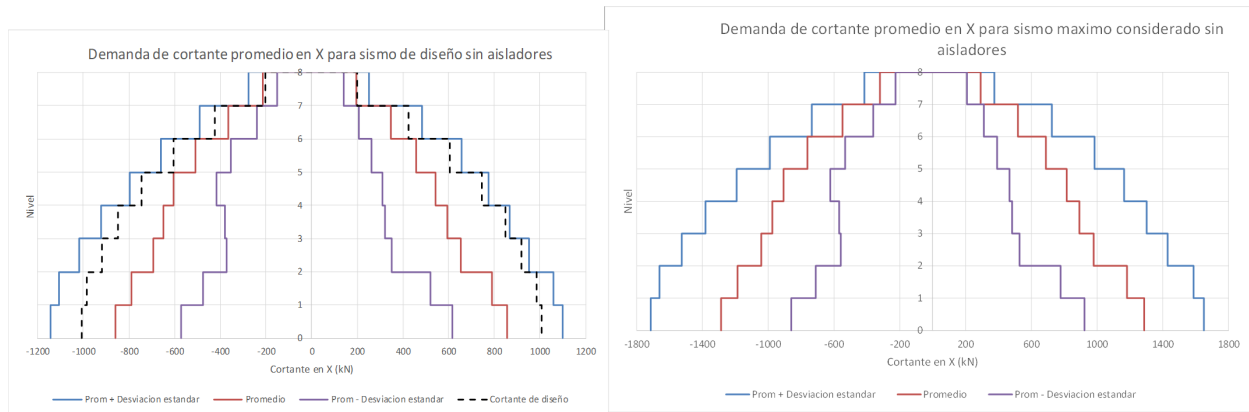


Figura 11. Demandas de cortante de entrepiso obtenidas del análisis sísmico no lineal del edificio tradicional.

Al igual que en los resultados anteriores, los valores de las distorsiones se muestran de manera estadística y se presentan en las gráficas de la figura 12. Las distorsiones de la interfaz de aisladores no se muestran. Los valores más grandes de distorsión se obser-

van para sismo máximo considerado comparados con los obtenidos a nivel de sismo de diseño. Es importante resaltar que todas las distorsiones son menores a las obtenidas en la estructura sin los aisladores de base.

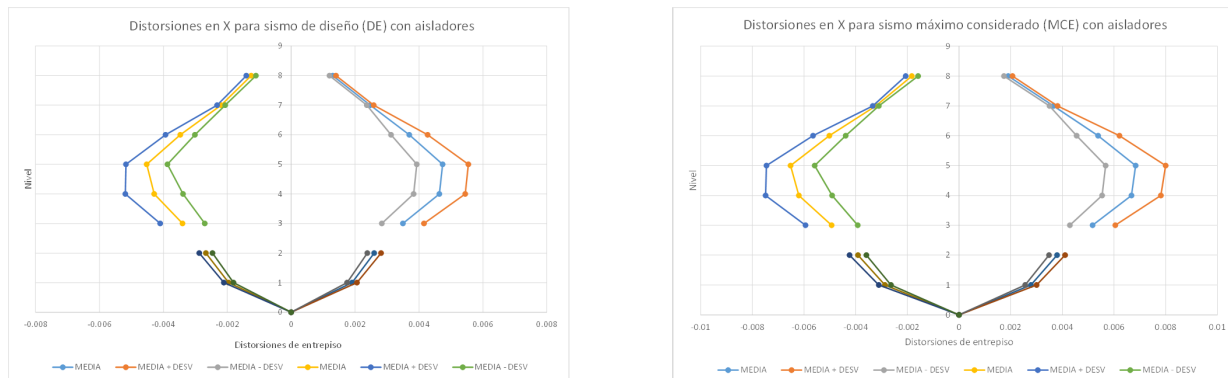


Figura 12. Distorsiones de entrepiso del análisis no lineal de la historia en el tiempo para el edificio con aisladores.

La figura 13 compara de manera estadística las fuerzas cortantes para la estructura sin aisladores de base y con aisladores de base, donde la distribución de la fuerza cortante de diseño se dibuja con línea punteada. Se observa una disminución significativa de demanda de fuerzas cortantes en la estructura con la interfaz de dispositivos aisladores de base con respecto a la estructura convencional.

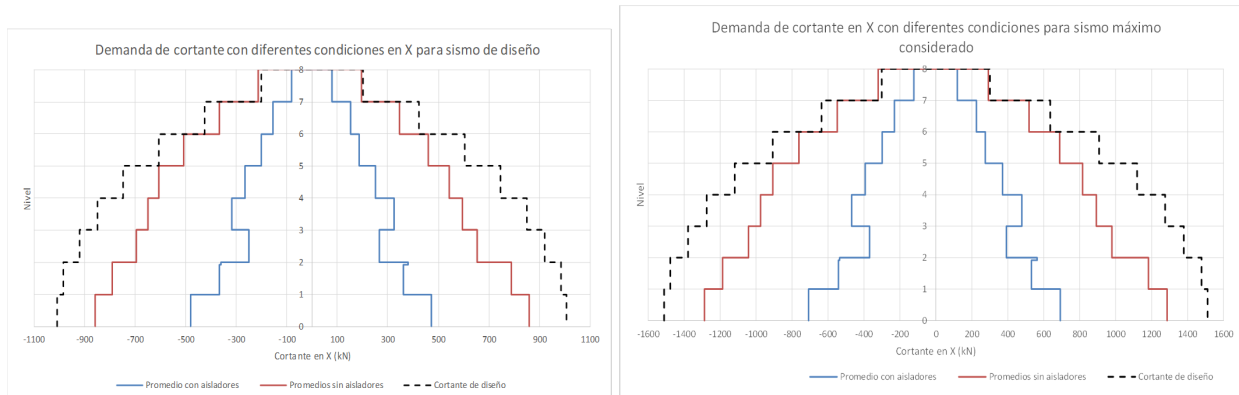


Figura 13. Comparación de la demanda de cortante de entrepiso del sistema tradicional y con aisladores de base.

una notable reducción en la magnitud de los parámetros de demanda sísmica utilizados para la comparación entre ambas condiciones.

Los parámetros para llevar a cabo la comparación de manera congruente del modelo con y sin aisladores fueron las distorsiones y cortante de entrepiso. Con base en los resultados se hacen las siguientes conclusiones y observaciones para los siguientes parámetros:

a) Distorsiones de entrepiso: la reducción fue de 69.08% y 34.20% para sismo de diseño con y sin aisladores, respectivamente, mientras que la reducción fue de 70.19% y 33.89% para sismo máximo considerado con y sin aisladores.

b) Fuerzas cortantes: la reducción fue de 52.10% y 14.88% para sismo de diseño con y sin aisladores, respectivamente, y en el caso del sismo máximo considerado con y sin aisladores la reducción fue de 53.15% y 14.89%.

CONCLUSIONES

Se compara la respuesta sísmica de un edificio convencional y con aisladores de base. El desarrollo del análisis para el modelo que incluye la interfaz de aisladores, se realizó tomando en cuenta las mismas condiciones que para la estructura sin aisladores, siendo la única diferencia en el modelado la inclusión de los dispositivos. Se observa que en la respuesta existe

En general, se concluye que utilizar aisladores de base en edificaciones permite reducir de manera considerable las demandas sísmicas de edificios.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se desarrolló gracias al apoyo recibido por parte de la Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño de la Universidad Autónoma de Baja California y del comité tutorial de Maestría del primer autor. Finalmente, se agradece el apoyo económico brindado por la SEP por medio de la convocatoria Fortalecimiento de CAEF al Cuerpo Académico Ingeniería de Estructura (CA-UABC-329), así como la beca por parte de CONACYT para uno de los autores.

REFERENCIAS

ASCE/SEI Standard 7 (2010), "Minimum Design Loads for Building and Other Structures", USA, ASCE.

ASCE/SEI Standard 41 (2013), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, USA, ASCE.

Bazán Enrique, Meli Roberto (2002), “Diseño Sísmico de Edificios”, D.F., México, Editorial Limusa.

Computers and Structures Inc. (2016), “Analysis Reference Manual”, Berkeley, California USA.

Deringöl, A.H. y Bilgin, H. (2018). “Effects of the isolation parameters on the seismic response of steel frames”. Department of Civil Engineering, Gaziantep University, Gaziantep, Turkey.

Eddin, D. y Wassef, M. (2015). “Seismic Base Isolation in Reinforced Concrete Structures”. Department of Civil Engineering, Hasan Kalyoncu University, Gaziantep, Turkey.

Flores Aburto Carlos (2017), “Reducción de Solicitaciones Sísmicas mediante el uso de Aisladores de Base Elastoméricos con Núcleo de plomo en una Estructura de 8 Niveles”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada, B.C., México.

González, R. y Aguilar J. (2005). “Dificultades para la implementación de dispositivos de aislamiento sísmico en la base en Latinoamérica”, Universidad Autónoma de Chiapas.

Grupo RESNOM (2003), “Procesamiento de Datos y Sismicidad Registrada por RESNOM durante el periodo enero a junio de 2003”, GEOS 2003, Vol. 23, No. 1, pp 37-41, UGM México.

Lluhen Ortiz Ernesto (2011), “Evaluación de la Respuesta Estructural de un Edificio Utilizando Dispositivos

de Aislamiento de Base”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada, B.C., México.

Masoud, M., James, B.P., Hajirasouliha, I. y McCrum, D. (2020). “Multi-Directional Base Isolation System for Coupled Horizontal and Vertical Seismic Excitations”. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland, New Zealand.

Mrugesh D. Shah, Sumant B. Patel (2011), “Nonlinear Static Analysis of R.C.C. Frames (Software Implementation ETABS 9.7)”, National Conference on Recent Trends in Engineering & Technology, May 2011, Nagar, Gujarat, India.

Ojeda J., Lluhen E., Sanchez R., Parra M. (2012), “Response analysis of a 12-story structural steel building with isolated base subjected to ground motion excitation”, Proceedings of the 7th International Specialty Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, University of Chile and University of Naples - Federico II, STESSA 2012. Santiago de Chile.

Sánchez Vergara Ricardo (2007), “Análisis y Diseño No Lineal de Edificio de Tres Niveles con Estructura de Concreto para 12 Aulas”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada, B.C., México.

Saravia Ramírez Luis Estuardo (2013), “Análisis y diseño con ETABS, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, aplicado a edificios de concreto armado”, Tesis de Maestría, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, Guatemala.

Somerville Paul G. (2003), “Magnitude Scaling of the Near Fault Rupture Directivity Pulse”, Physics of the Earth and Planetary Interiors, Vol 137, pp 201-212, Elsevier USA.