

RESILIENT SEISMIC DESIGN OF A SLENDER STEEL BUILDING ACCORDING TO THE SEISMIC ISOLATION GUIDELINES OF MEXICO

Arturo Tena Colunga ⁽¹⁾, Dimas Francisco Parra García ⁽²⁾

⁽¹⁾Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 Ciudad de México.

Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

⁽²⁾Maestro en Estructuras, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Av. San Pablo # 180, 02200 Ciudad de México.

Correo electrónico: franciscopaga@hotmail.com.

Received: June 2023. Accepted: April 2024
Published: June 2024

ABSTRACT

Currently, worldwide applications for seismic isolation are continuously increasing, due both to the confidence and the availability that the technology has gained. Great advantages are obtained when using seismic isolation in firm soil sites in areas of low, moderate or high seismic hazard. To date, most applications worldwide have been in low-rise and industrial structures. There are relatively few applications in slender or tall buildings, most of them in Japan. In this paper, a study is reported where the application of seismic isolation in a slender steel building is evaluated. The subject building was assumed to be located on firm soils for an area of greatest seismic hazard in Mexico: Oaxaca. The building was designed using high damping rubber bearings (HDRBs). The goal of the design was to be seismically resilient to the maximum credible earthquake scenario according with the seismic isolation guidelines of the Manual of Civil Works of Mexico for the city of Juchitán, Oaxaca. The designed building was evaluated through nonlinear dynamic analyses when subjected to bidirectional and tridirectional action of the ground motions recorded during the September 7, 2017 Tehuantepec Earthquake ($M_w = 8.2$) and the October 9, 1995 Manzanillo earthquake ($M_w = 8.0$). From the resulting simulations, it is shown that resilient seismic designs of slender buildings can be achieved with HDRBs. However, particular attention must be paid to monitor that net tensile forces on the isolators and their potential uplift would be within reasonably safety margins. The demands of tension and uplift forces in the base isolators are increased by the action of the vertical component of the ground motions, so its potential impact should not be neglected in the design of slender buildings.

Keywords: seismic resilience, seismic isolation, high damping rubber bearings, dynamic uncoupling, global slenderness, structural irregularity, steel buildings, firm soils, soft soils, vertical accelerations

DISEÑO SÍSMICO RESILIENTE DE UN EDIFICIO ESBELTO DE ACERO CONFORME A LAS RECOMENDACIONES DE AISLAMIENTO SÍSMICO DE MÉXICO

RESUMEN

La aplicación del aislamiento sísmico a nivel mundial va aumentando día a día, debido tanto a la confianza que se ha ganado la tecnología, como al hecho que cada vez existe una mayor comercialización de distintos dispositivos. Con el aislamiento sísmico se obtienen grandes ventajas en el diseño sismo-resistente de estructuras desplantadas en terrenos esencialmente firmes en zonas de bajo, moderado o alto peligro sísmicos. El mayor número de aplicaciones a nivel mundial ha sido en estructuras de baja altura y en estructuras industriales. Existen pocas aplicaciones en edificios esbeltos o altos, la mayoría de estos casos, en Japón. En este trabajo se reporta un estudio realizado sobre la aplicación del aislamiento sísmico en un edificio esbelto de acero estructural, ubicado en terrenos firmes para una zona del mayor peligro sísmico en México: Oaxaca. El edificio se diseñó, empleando aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB), con el objetivo de ser sísmicamente resiliente ante el sismo máximo de diseño. El diseño se hizo conforme a las normas de aislamiento sísmico del Manual de Obras Civiles de CFE para la ciudad de Juchitán, Oaxaca. El diseño realizado se evaluó mediante análisis dinámicos no lineales, ante la acción bidireccional y tridireccional de los movimientos del terreno registrados durante el sismo de Tehuantepec del 7 de septiembre de 2017 ($M_w = 8.2$) y el sismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995 ($M_w = 8.0$). Con base en los resultados obtenidos, se demuestra que se pueden obtener diseños sísmicos resilientes de edificios esbeltos de acero con HDRBs. Sin embargo, se debe tener particular atención en monitorear que las fuerzas netas de tensión en los aisladores y su potencial alzamiento se encuentren dentro de límites razonablemente seguros. Las demandas de fuerzas de tensión y de alzamiento en los aisladores se aumentan con la inclusión de la componente vertical de los movimientos del terreno, por lo que su potencial impacto debería no despreciarse en el diseño de este tipo de edificios.

Palabras clave: resiliencia sísmica, aislamiento sísmico, elastómeros de alto amortiguamiento, desacoplamiento dinámico, esbeltez global, irregularidad estructural, edificios de acero estructural, suelos firmes, aceleraciones verticales

1 INTRODUCCIÓN

Después de más de 60 años de las primeras investigaciones experimentales, y de casi 55 años de la primera aplicación del aislamiento sísmico con elastómeros en 1969 (Buckle y Mayes 1990) en la escuela Pestalozzi en Skopje, hoy Macedonia del Norte, el aislamiento sísmico ya es una realidad a nivel mundial. Hoy en día existe prácticamente al menos una aplicación en la enorme mayoría de los países cuyo riesgo sísmico es de moderado a alto. Eso incluye a

prácticamente todo el continente americano, donde salvo algunas excepciones, existen aplicaciones en todos los países. Por ello, a partir del inicio del nuevo milenio, es cada vez más frecuente constatar que se realizan más investigaciones sobre el aislamiento sísmico en las tesis de grado de muchos países latinoamericanos, por ejemplo, entre otros: a) México (Carmona 2000, Gómez 2000, Rodríguez 2003, Mayorga 2004, Pérez 2004, Escamilla 2005, Quiroz 2010, Ubando 2010, Lucho 2012, Zúñiga 2013, Garay 2014, García 2017, Wagner 2017, Cerón 2020, Melo 2020, Hidalgo 2021, Juárez 2021, Parra 2022, Hernández 2023), b) Ecuador (Gutiérrez 2016, Jiménez 2018, Lasso y Vázquez 2018, Morales y Sinchiguano 2018, Beltrán y López 2022, Chimbo 2022, Lagos 2022), c) Perú (Minchán 2016, Aguilar 2018, Chacón 2018, Maquera 2019, Meza 2020, Quiroz 2020a, Quiroz 2020b, Esquivel 2021, Príncipe 2021), d) Colombia (González 2020, Sabogal y Barbosa 2021, Niño 2023), e) Chile (Seguín 2007) y, f) Guatemala (Torres *et al.* 2021).

Existen algunos trabajos muy interesantes sobre el aislamiento con elastómeros de alto amortiguamiento o con corazón de plomo de proyectos de edificios altos, donde se presentan básicamente diseños conforme a adaptaciones del ASCE 7-16 (2016) a reglamentaciones nacionales (Gutiérrez 2016, Morales y Sinchiguano 2018, González 2020, Melo 2020, Quiroz 2020b, Niño 2023). Sin embargo, en estos estudios no se tomó en cuenta cómo la esbeltez puede afectar la respuesta de los aisladores del perímetro, donde deben revisarse tanto los esfuerzos de aplastamiento, como los de tensión (en su caso). Esto sucede porque quizás a nivel regional no se ha enfatizado lo suficiente sobre la importancia de la esbeltez global del edificio en la potencial generación de fuerzas de tensión netas en los sistemas de aislamiento sísmico, lo cual se ha demostrado en estudios paramétricos realizados tanto para aisladores elastoméricos (Li y Wu 2006, Ryan y Chopra 2006, Hino *et al.* 2008, Takaoka *et al.* 2011, Maza y Maza 2020, Xu *et al.* 2021), como para péndulos de fricción (Almazán y De la Llera 2021, Roussis y Constantinou 2006).

Las fuerzas dinámicas netas de tensión ponen en riesgo no únicamente la estabilidad dinámica de los aisladores elastoméricos, sino también en los péndulos de fricción. En aisladores elastoméricos, debido al muy reducido esfuerzo admisible a tensión del hule de aproximadamente 10.2 kg/cm^2 (Naeim y Kelly 1999, Takayama *et al.* 2004, Mano y Mangerig 2015, Shen *et al.* 2016) y al fenómeno de cavitación del hule, que además disminuye su rigidez en tensión (Gent y Lindley 1959, Kelly 1993, Pond 1995, Dorfmann y Burtscher 2000, Kelly y Thakirov 2007, Kelly y Marsico 2013, Mano and Mangerig 2015). Este fenómeno se magnifica porque esta tensión está acompañada de grandes deformaciones por cortante horizontal bajo fuertes excitaciones sísmicas (Shen *et al.* 2016). En los péndulos de fricción, porque dependen de que la carga neta sea de compresión para disipar energía (Almazán y De la Llera 2003, Roussis y Constantinou 2006). Además, en un péndulo de fricción, la pérdida de contacto y el impacto en el retorno pueden generar una respuesta mayor de la estructura y grandes fuerzas axiales en las columnas, además de inestabilidad, si la fuerza de alzamiento es muy grande (Almazán y De la Llera 2003, Roussis y Constantinou 2006).

Sin embargo, cabe señalar que el que se generen importantes fuerzas de tensión y alzamiento en los aisladores no cancela totalmente la posibilidad de diseñar un sistema de aislamiento sísmico competente. Para esos casos, se han

ensayado experimentalmente en mesa vibradora, con éxito, dispositivos que permiten controlar estos alzamientos, tanto para aisladores elastoméricos (Kelly *et al.* 1987, Griffith *et al.* 1990, Zhou *et al.* 2017, Shen *et al.* 2019), como para péndulos de fricción (Roussis y Constantinou 2006).

Por otra parte, cabe señalar que el aislamiento sísmico en edificios altos y esbeltos inició en Japón. Después del sismo de Kobe de 1995, comenzó una nueva era para los edificios aislados sísmicamente en ese país. El número de edificios con aislamiento de base aumentó significativamente, de diez edificios por año en el período previo al sismo de Kobe, a más de 150 edificios por año a partir de entonces, donde el 10% se construyeron con una relación global de esbeltez (H/L) entre 3 y 5 (Pan *et al.* 2005). Hasta fines de 2011, existían alrededor de 170 nuevos edificios altos aislados sísmicamente en Japón, cuya superestructura mayoritariamente era con base en sistemas de concreto reforzado y el sistema de aislamiento predominantemente empleado eran elastómeros, ya sea hule natural, de alto amortiguamiento, con corazón de plomo y, en su mayoría, combinaciones de éstos (Becker *et al.* 2015). Lamentablemente, son muy pocos los casos en que dichos diseños y los estudios en que se basaron se han documentado de manera razonable en la literatura técnica (Komuro *et al.* 2005, Becker *et al.* 2015). Sin embargo, en estos estudios, y otros dónde se resumen brevemente los diseños de edificios altos aislados sísmicamente en Japón (Fujita 2005), se enfatiza la importancia de monitorear los esfuerzos de tensión y alzamientos en el sistema de aislamiento, que es un aspecto relevante para garantizar su estabilidad.

Ciertamente, existen ya en otros países y regiones del mundo, latinoamérica incluida, edificios altos y esbeltos con aislamiento sísmico, pero no se han reportado los diseños y los estudios que avalen dichos proyectos. Lamentablemente, se está poniendo muy de moda, a nivel mundial, el querer avalar profesionalmente proyectos empleando redes sociales y académicas, solamente mostrando fotos del proceso constructivo, del edificio terminado y/o una impresión de un modelo de análisis, sin mayores detalles técnicos. Esperemos sinceramente que en sismos futuros de gran magnitud no se observen, *a posteriori*, deficiencias en sus diseños. Esto ya se ha observado, recientemente, para otras estructuras modernas, nuevas y arquitectónicamente llamativas, como los edificios Alto Río y la Torre O'Higgins en Concepción, Chile, durante el sismo de Maule del 27 de febrero de 2010 (Aguiar 2011, Muria y Ávila 2012). También se ha apreciado en varios edificios "nuevos" en la ciudad de México durante el sismo de Puebla-Morelos del 19 de septiembre de 2017, en los cuales se desarrolló daño importante y hasta colapsos, aun cuando no lo deberían haber experimentado (Tena 2020).

Con base en lo expuesto anteriormente, se puede concluir que, quitando el caso concreto de Japón, no existen en el mundo estudios que validen completamente los diseños de edificios altos y esbeltos con aislamiento sísmico, tomando en cuenta todos los aspectos relevantes para ello, como: a) emplear las normas de aislamiento sísmico del país donde se pretende construir al edificio, b) usar espectros de diseño y registros de aceleración compatibles con el peligro sísmico de la región. Lamentablemente, existen muchos estudios donde se usan registros de aceleración que no tienen nada que ver con las fuentes y el peligro sísmico de la región donde se pretende construir la estructura aislada y, c) evaluar

el impacto de la esbeltez global en las fuerzas de tensión en columnas y aisladores de esquina, además del potencial alzamiento de los aisladores.

Por ello, los autores iniciaron un estudio encaminado a proponer y evaluar diseños sísmicamente resilientes de edificios aislados que, conforme a las normas de aislamiento sísmico del Manual de Obras Civiles de México (MOC-DEAB 2019), sean considerados como irregulares en esbeltez (Parra 2022). En este artículo se presenta, con detalle, el diseño y los estudios realizados para un edificio de acero estructural de 10 niveles y relación global de esbeltez $H/L = 2.5$ ubicado tentativamente en la ciudad de Juchitán, Oaxaca, que se ubica en una de las zonas de mayor peligro sísmico de México ante la acción de sismos de subducción e intraplaca, como se expondrá en las secciones siguientes. Así, en las siguientes secciones se presentará e ilustrarán pasos claves de una metodología de diseño resiliente conforme al Manual de Obras Civiles, para posteriormente, evaluar al diseño realizado ante la acción bidireccional y tridireccional de movimientos del terreno que pertenecen a las fuentes sismogénicas comprendidas en el peligro sísmico de la región, y así evaluar si el diseño realizado es o no resiliente, evaluando todos los parámetros que deben revisarse en estructuras esbeltas.

2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Con la finalidad de revisar, principalmente, el efecto de la esbeltez en el comportamiento de edificios con aislamiento sísmico, se propuso estudiar el edificio habitacional de 10 niveles con superestructura de acero estructural y cuya planta típica, con un área de construcción de 471.22 m^2 , se muestra en la Figura 1. La planta del edificio es sensiblemente rectangular con 16 m de ancho por 26 m de largo. La altura típica de entrepiso considerada fue de 4 m, por lo que su altura total por encima del terreno es de 40 m (Figura 1). Así, el edificio posee una relación global de esbeltez $H/L = 40/16 = 2.5$, por lo que de acuerdo con MOC-DEAB (2019), debe diseñarse como irregular, pues la relación límite ahí establecida para ser considerado como estructura regular es $H/L = 2.0$.

El sistema de piso considerado fue losacero con un firme de concreto de 5 cm de espesor con resistencia a la compresión, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con malla electrosoldada 6x6/6-6 (separación entre alambres de 15 cm y calibre número 6 (4.88 mm de diámetro) en ambas direcciones. La losacero se apoya sobre vigas IR, principales y secundarias. La sección de las vigas principales varía con la altura del edificio, mientras que las vigas secundarias tienen una sección IR 356x32.9 kg/m (W 14x22 lb/ft) en todos los niveles y tienen separaciones variables, alternando la ubicación de las vigas secundarias como tablero de ajedrez para balancear la rigidez y resistencia del sistema de piso como diafragma resistente (Figura 1). Su diseño por cargas verticales y su revisión como diafragma rígido y resistente se reporta en Parra (2022).

El sistema de piso fuerte entre la superestructura y el sistema de aislamiento se diseñó para ser rígido y elástico. Por ello, se empleó una losa de concreto reforzado perimetralmente apoyada con vigas principales de 70 cm x 35 cm, vigas secundarias de 50 cm x 25 cm y 12 cm de espesor (Figura 2), diseñada por cargas verticales y laterales como se detalla en Parra (2022).

A diferencia de lo que se ha reportado para proyectos de edificios altos con aislamiento sísmico en Japón, donde el desacoplamiento entre el periodo efectivo de la estructura aislada y la estructura en base rígida ha sido normalmente menor a dos (Komuro *et al.* 2005, Becker *et al.* 2015), en el diseño de estos edificios se buscó tener un desacoplamiento mayor, proponiendo una superestructura más rígida. Por ello, se propuso como sistema estructural uno con base en marcos de acero contraventeados con detallado dúctil. Se consideraron columnas de sección cajón cuadradas, así como vigas principales y secundarias de sección I (perfiles W) con acero ASTM A572 Grado 50. Para los contravientos, se usaron secciones cajón cuadradas HSS con acero ASTM A500 Grado B, dispuestos en cuatro pares en cada dirección de análisis con configuración tipo chevrón (V invertida) concéntricos, distribuidos simétricamente en algunas crujeas sobre toda la altura del marco, como se muestra en la Figura 2. Debido a la diferencia en las separaciones entre ejes (Figura 2), se tienen dos ángulos de inclinación distintos para los contravientos, dependiendo de su claro. Todo el sistema estructural descrito se encuentra montado sobre el sistema de aislamiento, que se compone de 20 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB), uno debajo de cada columna, es decir, cuyo diseño se presenta con detalle en Parra (2022).

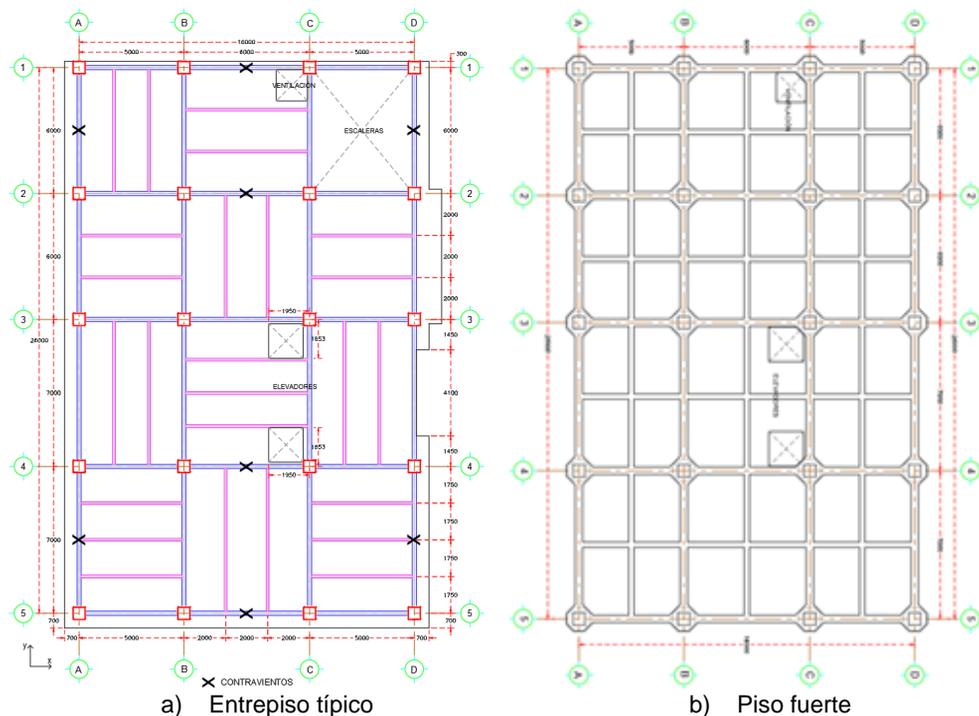


Figura 1 Plantas típicas y sistemas de piso considerados en el proyecto

3 METODOLOGÍA DE DISEÑO SÍSMICO RESILIENTE PROPUESTA, CONFORME A REGLAMENTO

La metodología de diseño sísmico resiliente propuesta para realizar el análisis y diseño estructural del edificio se basa en adaptar principios de diseño por capacidad del sistema de aislamiento y de los elementos estructurales

principales a los métodos y recomendaciones establecidas en los reglamentos vigentes.

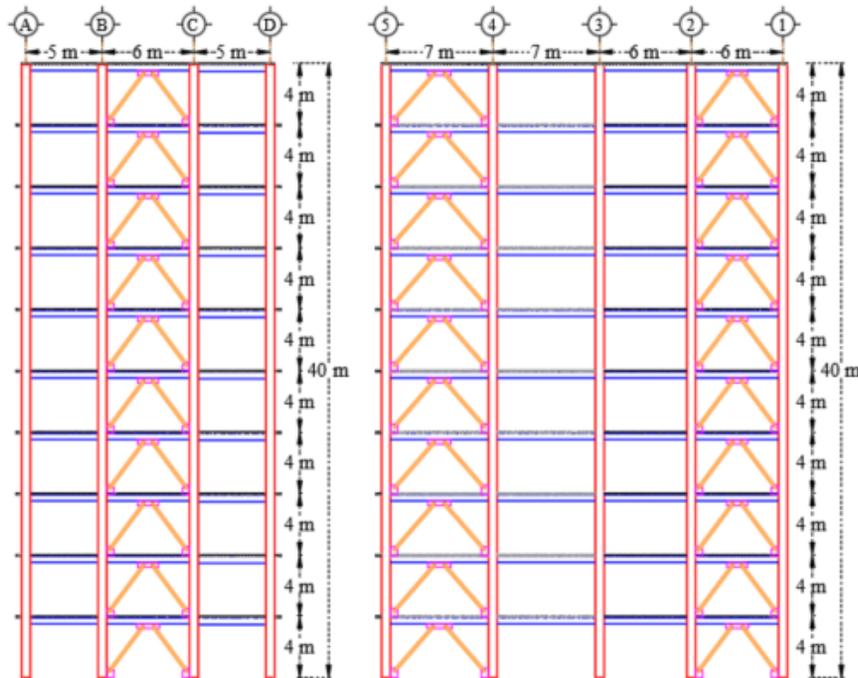


Figura 2 Elevación transversal (dirección X) y longitudinal (dirección Y) de los marcos contraventeados

A continuación, se describen los pasos necesarios sugeridos en el proceso de análisis y diseño, considerando que el diseño se realiza conforme al Manual de Obras Civiles de México vigente (MOC-2015 2015) y sus recomendaciones para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente (MOC-DEAB 2019).

1. Diseño de los sistemas de piso por cargas gravitacionales y su posterior revisión ante cargas laterales como diafragma resistente y elástico (determinando si es rígido, semirrígido o flexible).
2. Predimensionamiento del sistema estructural por combinaciones de cargas verticales y condiciones de servicio, de acuerdo con lo establecido en MOC-A (2017). El predimensionamiento se realiza con un modelo tridimensional del edificio en base rígida con la ayuda de un software de análisis estructural (en este trabajo se utilizó ETABS). Se determina, mediante un análisis modal, el periodo fundamental de vibración de la estructura en base rígida. En este trabajo, el periodo de la estructura en base rígida (T_E), se acotó a un valor menor o igual a un décimo del número de niveles (N) del edificio, es decir, $T_E \leq 0.10N$. De esta manera, se busca obtener un desacoplamiento adecuado de las aceleraciones del terreno con el sistema de aislamiento sísmico, al no diseñar una superestructura con una muy alta flexibilidad lateral.
3. Evaluación de las condiciones de regularidad estructural conforme a las recomendaciones del Capítulo C.3.2 Diseño de Estructuras con Aislamiento de Base del Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC-DEAB

2019) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Haciendo la revisión rigurosa (Parra 2022), se obtuvo que el edificio no cumple con dos condiciones de regularidad estructural: a) la esbeltez global, dado que $H/L = 2.5 > 2$ y, b) en la dirección Y, los ejes de los marcos están asimétricos con respecto al eje centroidal de la planta, por lo que no cumple con la condición de simetría. Así, en el diseño se deberá utilizar un factor de corrección por irregularidad $\alpha = 0.8$ para modificar a los factores Q'_{as} (MOC-DEAB 2019) y Q' (MOC-2015 2015).

- Selección del espectro de diseño sísmico para $\zeta = 5\%$ conforme al MOC-2015 (2015), obtenido los espectros regionales con ayuda del programa PRODISIS (2015), de acuerdo con la ubicación del proyecto. Se determina también el espectro de diseño para el sismo de servicio, que es igual al espectro de diseño dividido entre el factor reductor para el sismo de servicio ($F_{ser} = 5.5$). Posteriormente, se calculan los espectros de diseño de desplazamientos conforme a las recomendaciones del MOC-DEAB (2019). En la Figura 3 se muestran estos espectros de terreno firme para la ciudad de Juchitán.

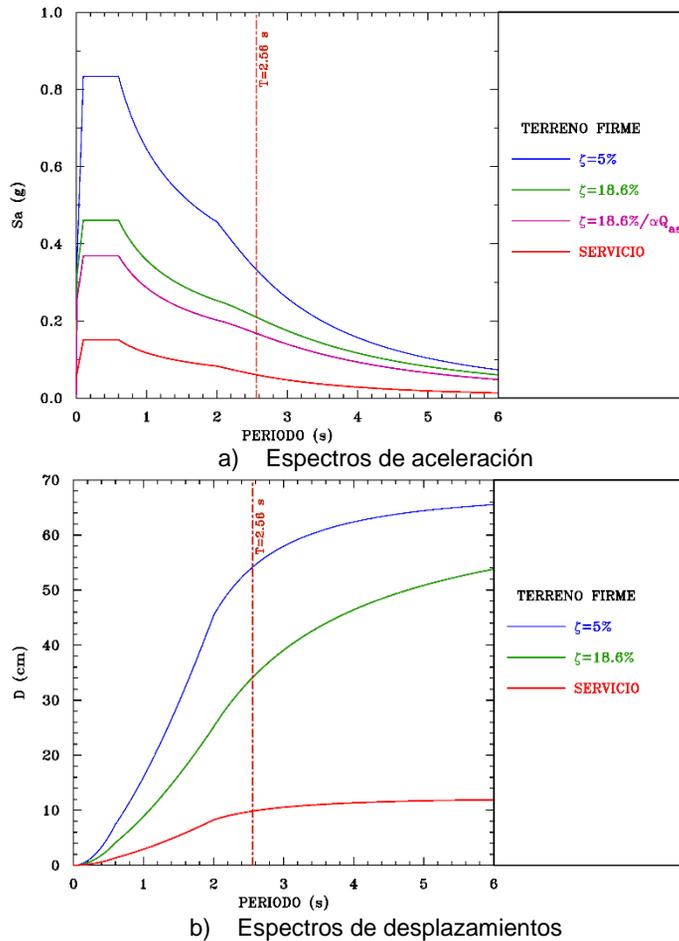


Figura 3 Espectros de diseño del MOC-2015 para la ciudad de Juchitán para terreno firme o roca.

5. Prediseño del sistema de aislamiento sísmico, conforme a la metodología de diseño que se detalla en Parra (2022). Se propone el periodo efectivo de aislamiento al desplazamiento del sismo máximo de diseño, T_{as} , de manera que $T_{as} \geq 2T_E$, para favorecer un desacoplamiento dinámico medianamente razonable entre la superestructura y el sistema aislado. Para el sistema de aislamiento sísmico empleado, se calcula el intervalo de amortiguamiento viscoso equivalente ζ_{eq} que puede proporcionar al desplazamiento de diseño y satisfaciendo las restricciones mecánicas de curva bilineal establecida en MOC-DEAB (2019), que es la misma establecida en las normas de Estados Unidos (por ejemplo, ASCE-7 2016). Entonces, con el espectro reducido por amortiguamiento equivalente, se obtiene la demanda de desplazamiento unidireccional de diseño, D_{1D} , para el periodo objetivo de aislamiento, T_{as} . Conforme a MOC-DEAB, se debe amplificar por efectos bidireccionales (D_{2D}), por torsión accidental (D_{2D-TA}) y emplear un factor de carga por incertidumbres de 1.1, para determinar el desplazamiento máximo de diseño, D_T .
6. Además de la reducción por amortiguamiento viscoso equivalente, el espectro de diseño de aceleraciones en MOC-DEAB se puede reducir por concepto de redundancia del sistema de aislamiento (ρ_{as}) y la sobrerresistencia desarrollada por la superestructura al límite del comportamiento elástico (R_{as}), en función de la sobrerresistencia índice del sistema estructural (R_{a0}) y del potencial impacto de que las cargas verticales rijan el diseño de elementos estructurales principales en estructuras de baja altura, conforme a la siguiente expresión, donde T_a es el periodo del inicio de la meseta del espectro de diseño de pseudo-aceleraciones:

$$R_{as} = \begin{cases} R_{a0} + 0.3(1 - \sqrt{T_E/T_a}); & \text{si } T_E \leq T_a \\ R_{a0}; & \text{si } T_E > T_a \end{cases} \quad (1)$$

Para estructuras aisladas sísmicamente, los valores propuestos para R_{a0} varían entre 1.4 y 1.7, pero para estructuras con base en marcos de acero dúctiles con contravientos, $R_{a0} = 1.6$. El factor de redundancia ρ_{as} depende del número de líneas de defensa que forma, en cada dirección, el sistema de aislamiento, para definir si es poco, medianamente o altamente redundante ante sismos. Dado que se instalará un aislador debajo de cada línea de columna, a partir de la Figura 1, entonces, al formar el sistema de aislamiento más de 3 “marcos equivalentes” con tres o más “crujías equivalentes”, se puede tomar $\rho_{as} = 1.25$ en cada dirección de análisis. La reducción por redundancia y sobrerresistencia en MOC-DEAB, Q'_{as} , también depende del desacoplamiento dinámico entre la estructura aislada y en base aislada, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q'_{as} = \begin{cases} R_{as} \rho_{as} \geq 1; & \text{si } \frac{T_{as}}{T_E} \geq 5 \\ R_{as} \rho_{as} \left(0.5 + 0.1 \frac{T_{as}}{T_E}\right) \geq 1; & \text{si } 2 \leq \frac{T_{as}}{T_E} < 5 \end{cases} \quad (2)$$

Finalmente, Q'_{as} debe ser corregida para el caso de estructuras irregulares mediante el factor de corrección α , pero se debe revisar que $\alpha Q'_{as} \geq 1.0$, es decir que, en límite inferior, no se permitiría reducciones

por sobrerresistencia y redundancia en estructuras aisladas sísmicamente fuertemente irregulares.

7. Con base en el espectro de diseño de pseudo-aceleraciones ya reducido por amortiguamiento viscoso equivalente, redundancia y sobrerresistencia, se realizan análisis modales espectrales con un software *ad-hoc*. En este estudio, se empleó el ETABS. Los aisladores se modelan con las propiedades de rigidez efectiva y amortiguamiento adicional obtenidos en el prediseño del sistema de aislamiento. Se deben incluir en los análisis: a) efectos ortogonales (incluyendo el espectro de diseño vertical si el edificio se encuentra a 50 km o menos de una falla activa de gran potencial), b) torsión accidental, c) potencial impacto de efectos P- Δ ; si son relevantes, se deben incluir y, d) en el caso de edificios con resistencias asimétricas (por ejemplo, edificios inclinados intencionalmente), se debe considerar esta condición conforme se establece en MOC-2015.
8. Con base en los resultados de los análisis modales espectrales, se completa el diseño de la superestructura, checando todas las combinaciones de cargas relevantes establecidas en MOC-A (2017). El cortante basal mínimo para el diseño de la estructura se hace conforme a MOC-DEAB (2019), donde se establece que, cuando se diseña con base en un análisis modal espectral, el cortante basal mínimo debe ser por lo menos 80% del que se obtiene del método estático si la estructura es regular, 85% si es irregular (éste es el que aplica en este edificio) y 90% si es fuertemente irregular. Cabe señalar que en MOC-DEAB se permiten mayores reducciones con respecto al método estático cuando se utilizan análisis dinámicos paso a paso: 70% para estructuras regulares, 75% para estructuras irregulares y 80% para estructuras fuertemente irregulares.
9. Para el prediseño y diseño final de los elementos principales de la superestructura, se sigue una secuencia de diseño en congruencia con la filosofía de diseño por capacidad. Para el sistema estructural propuesto se busca que el mecanismo resiliente concuerde con las premisas de diseño de columna fuerte - viga débil - contraviento más débil, previendo que en un sismo extraordinario que se presente durante la vida útil de la estructura aislada, las ordenadas espectrales rebasen de manera importante a las consideradas en su diseño, es decir, se disponga de una segunda línea de defensa sismo-resistente. El diseño considera las siguientes premisas de diseño para un marco contraventeado dúctil de acero:
 - a) En el diseño de los contravientos se recomienda que la sección propuesta sea compacta (tipo 1), para evitar el pandeo prematuro de las paredes. Por ello, se debe cumplir que la relación de esbeltez (kL/r) esté acotada en el intervalo $50 < kL/r < 100$. Además, se revisa que las secciones propuestas resistan la carga axial por cortante lateral mínimo.
 - b) En el diseño de las vigas, se debe tomar en cuenta las recomendaciones de los incisos 12.1.2.1, 12.1.2.2 y 12.3.3.6 de las NTCA-2017 (2017) para fomentar un comportamiento dúctil. Además, será necesario realizar un análisis adicional del modelo sin contravientos, aplicando cargas puntuales en dónde sería la unión viga-contraviento. En este caso, se propone calcular la fuerza de

desbalance como el 50% de la fuerza de plastificación de los contravientos en tensión ($0.5T_R$) más la fuerza de post-pandeo de los contravientos en compresión ($0.3P_R$), como se ilustra en la Figura 4a.

- c) Las secciones propuestas de las columnas deberán ser compactas tipo 1 o 2, y se revisa que resistan la carga flexionante por fuerza lateral mínima y la carga axial debida a las cargas gravitacionales más la carga inelástica que le transmiten los contravientos.
- d) De acuerdo con la filosofía de diseño por capacidad, para fomentar un comportamiento dúctil de columna fuerte-viga débil, se deberá vigilar que, en los nudos de unión viga-columna, la suma de los momentos de las columnas en el nudo (ΣM_{pc}^*) sea al menos 1.2 veces la suma de los momentos de las vigas que llegan al nudo (ΣM_{pv}^*).
- e) El prediseño de las conexiones consiste en verificar la resistencia a cortante en la zona de panel de la conexión viga-columna (Figura 4b), pues ante elevadas concentraciones de esfuerzo se pudieran ocasionar deformaciones excesivas (Tena y Hernández, 2017).

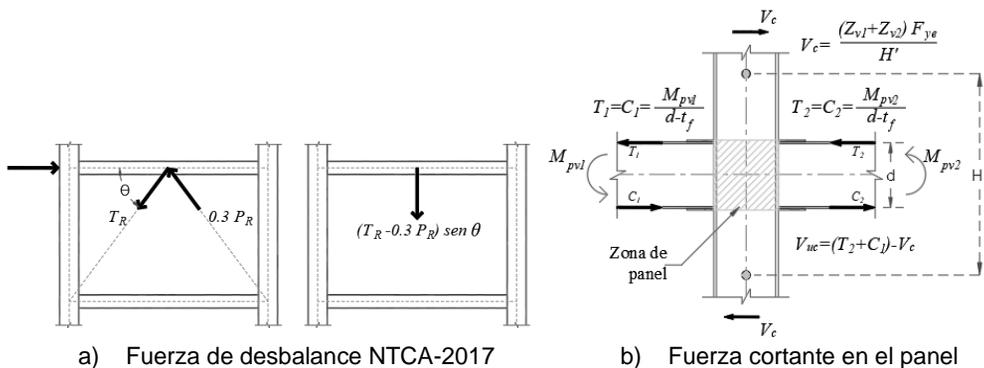


Figura 4 Revisiones requeridas en un diseño dúctil de marcos de acero con contravientos chevrón

10. Se revisan los cuatro estados límites establecidos en MOC-DEAB (2019) para diseño por sismo: a) Distorsiones de entrepiso para el sismo de servicio, b) Distorsiones de entrepiso asociadas al límite elástico para el sismo de diseño, c) separaciones mínimas con estructuras colindantes para el sismo de diseño y, d) separación mínima entre los muros de retención del perímetro de la cimentación y el plano de aislamiento. Para el sismo de servicio, las distorsiones de entrepiso permisibles son $\Delta_{serv} = 0.002$ (0.2%) si los elementos no estructurales están debidamente desligados de los elementos estructural o $\Delta_{serv} = 0.001$ (0.1%) cuando no están desligados del sistema estructural. Las distorsiones permitidas para el sismo de diseño están en función del sistema estructural. Para marcos dúctiles de acero con contravientos concéntricos, $\Delta_u = 0.004$ (0.4%). La mínima separación entre el plano de aislamiento y los muros de retención de la cimentación es $1.5D_T$. Para checar la separación mínima con estructuras colindantes, se usa la regla de la suma absoluta y se agrega un desplazamiento de $1.5D_T$ en el plano de aislamiento.
11. Toda vez que el diseño de la superestructura por resistencia y por estados límite de desplazamientos está terminado, se checa el diseño del sistema

de aislamiento. Se revisan tanto desplazamientos laterales, como la capacidad de los aisladores a fuerzas de compresión y de tensión (en su caso). En su caso, se modifica al sistema de aislamiento. Si se requiere una modificación o ajuste, se inicia una nueva iteración en el proceso de diseño a partir del paso 5 con la información actualizada. Si todo está satisfecho, el proceso de diseño está terminado. Si en el proceso de diseño se emplearon propiedades índice para los aisladores (para tener independencia en este proceso de los fabricantes), toda vez que se cuente con la información precisa de los fabricantes de los aisladores más idóneos, se requiere checar el diseño propuesto.

4 RESUMEN DEL DISEÑO OBTENIDO

El edificio se diseñó usando los modelos tridimensionales del ETABS en base rígida (Figura 5a) y base aislada siguiendo el procedimiento de diseño iterativo descrito en la sección anterior. Ya se describió en la sección 2 el diseño de los sistemas de piso. A continuación, se resumen los diseños finales de la superestructura, del sistema de aislamiento y se identifican los parámetros globales de diseño conforme al MOC-DEAB (2019). Los detalles de todos los pasos y revisiones relevantes de diseño se presentan en Parra (2022).

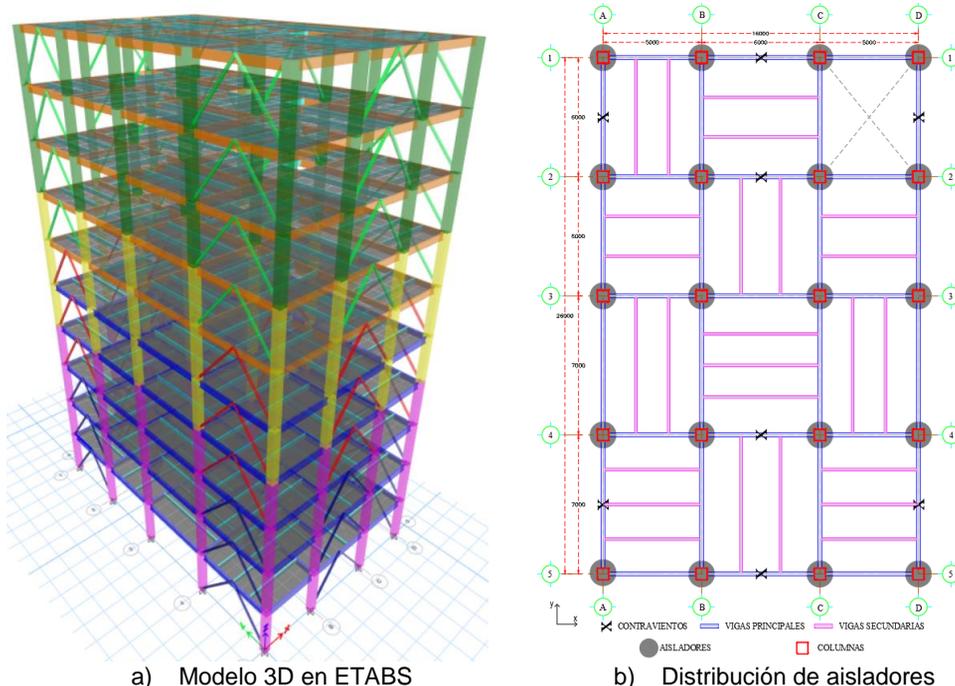


Figura 5 Modelo tridimensional del ETABS (en base rígida, por visibilidad) y distribución de los aisladores en planta

4.1 Diseño de la superestructura de acero

Como se mencionó anteriormente, las vigas (secciones W) y las columnas (secciones cajón armadas con placas) se construyeron con acero ASTM A572

Grado 50, mientras que los contravientos (secciones cajón de perfiles HSS) con ASTM A500 Grado B. Las secciones finales del diseño se reportan en la Tabla 1. Cabe señalar que, aunque se pudo proponer vigas con distintas secciones en las dos direcciones ortogonales principales, por practicidad y reducir el número de detalles de conexión distintos, se utilizó el mismo perfil W en ambas direcciones. Las secciones de columnas, vigas y contravientos se cambiaron cada cierto número de niveles, siguiendo una práctica de diseño muy extendida en México, pero con la variante que se cambiaron en distintos niveles (Tabla 1), con la finalidad de reducir la potencial formación de pisos suaves o débiles intermedios. Esto se confirmó cuando se revisó la condición por piso suave (Tabla 2) y de piso débil (Tabla 3), que debe hacerse con las rigideces y resistencias últimas de las secciones finales de diseño. Se concluye que, conforme a MOC-DEAB y MOC-2015, no se tiene irregularidad por este concepto, dado que las diferencia evaluadas son inferiores a 50%.

Tabla 1 Secciones finales de diseño del edificio de 10 niveles (H/L = 2.5) en Juchitán

Vigas		Columnas		Contravientos	
Niveles	Sección	Niveles	Sección (cm)	Niveles	Sección
1-5	W21x73	1-4	60x60x2.54	1-3	HSS 7x7x3/8
6-10	W21x62	5-7	60x60x1.91	4-6	HSS 7x7x5/16
		8-10	60x60x1.59	7-10	HSS 7x7x3/16

Tabla 2 Revisión de potencial piso suave empleando rigideces de entrepiso de diseño final

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Rigidez K (t/m)	1-(K _n /K _{n-1}) (%)	Rigidez K (t/m)	1-(K _n /K _{n-1}) (%)
10	5475.82	43.63	4708.87	45.17
9	9713.35	24.23	8588.36	26.60
8	12820.26	15.87	11701.54	18.31
7	15239.54	12.13	14323.92	14.44
6	17343.77	9.85	16740.90	11.49
5	19239.84	8.18	18914.26	8.69
4	20954.46	6.72	20713.54	6.30
3	22464.58	6.93	22107.04	5.89
2	24137.17	13.46	23489.63	11.83
1	27890.49	27.12	26640.62	27.88
0	21939.91	-	20833.08	-

Tabla 3 Revisión de potencial piso débil empleando las resistencias últimas de entrepiso de diseño final (considerando sobrerresistencia del acero)

Nivel	Cortante resistente de entrepiso, V _{RT}			
	Dirección X (t)	1-(V _{RT n} /V _{RT n-1}) (%)	Dirección Y (t)	1-(V _{RT n} /V _{RT n-1}) (%)
10	7549.5	0.00	7550.0	0.00
9	7549.5	0.00	7550.0	0.00
8	7549.5	16.18	7550.0	16.18
7	9007.3	0.00	9007.8	0.00
6	9007.3	0.00	9007.8	0.00
5	9007.3	24.16	9007.8	24.16
4	11877.2	0.00	11877.8	0.00
3	11877.2	0.00	11877.8	0.00
2	11877.2	0.00	11877.8	0.00
1	11877.2	-	11877.8	-

En la Figura 6 se reportan las relaciones de esfuerzos (proporción entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo último resistente) de cada elemento estructural, donde se observa que dicha relación concuerda con la filosofía de diseño supuesta desde la etapa de prediseño: columna fuerte – viga débil – contraviento más débil. Además, se aprecia que los cambios de sección transversal de los elementos en la altura del edificio no se asocian a cambios significativos en la resistencia (como se muestra globalmente en la Tabla 3), fomentando así un comportamiento adecuado de la superestructura.

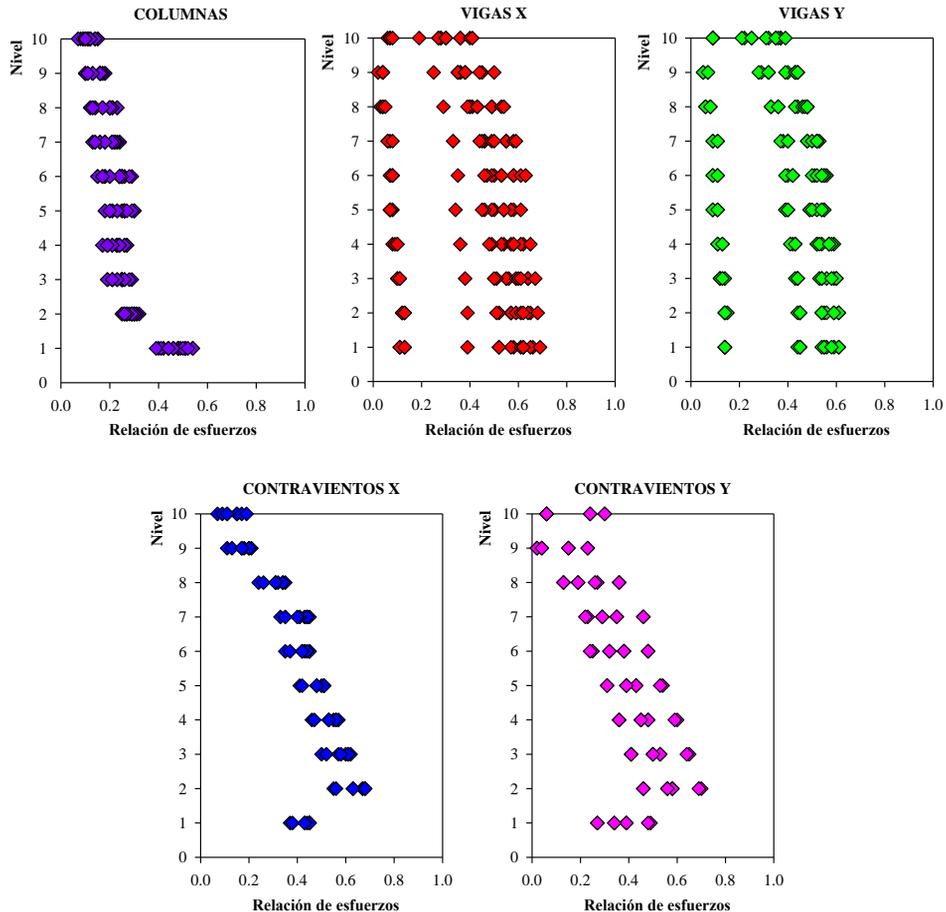


Figura 6 Relaciones de esfuerzos de diseño del edificio de 10 niveles en Juchitán

En la Tabla 4 se resumen los parámetros globales considerados para el diseño de la estructura sísmicamente aislada conforme a MOC-DEAB (2019). Cabe señalar que se supusieron diafragmas rígidos, con base en la corroboración analítica que se hizo del sistema de piso (Parra 2022). Se emplearon 21 modos para satisfacer la condición de incluir al menos el 90% de la masa modal en cada dirección. Se empleó el método de combinación CQC (combinación cuadrática completa), dado que los modos fundamentales de vibración en direcciones X e Y de la estructura sísmicamente aislada fueron prácticamente los mismos.

Tabla 4 Parámetros globales de diseño del edificio de 10 pisos ($H/L = 2.5$) en Juchitán

Parámetros globales superestructura		Parámetros globales, sistema de aislamiento	
T_E (s)	0.92	N_{ais}	20
T_{as} (s)	2.56	$\beta_D = \zeta_{eq}$	18.6%
T_{as}/T_E	2.78	D_{1D} (cm)	34.15
W (t)	3006.0	D_{2D} (cm)	42.65
R_{as}	1.6	D_{2D-TA} (cm)	46.91
ρ_{as}	1.25	D_T (cm)	51.60
Q'_{as}	1.56	ϕ (cm)	130
$\alpha Q'_{as}$	1.25	h (cm)	90
		D_{ais} (cm)	52
		K_{ef} (t/cm)	18.48
		K_1 (t/cm)	34.68
		K_2 (t/cm)	10.38
		V_{as} (cm)	630.45
		V_{as}/W	0.21

4.3 Diseño del sistema de aislamiento

Conforme a lo establecido en MOC-DEAB (2019), que está en concordancia con el ASCE-7 (2016), para poder realizar análisis modales espectrales para fines de diseño, se debe vigilar que la rigidez secante de los aisladores al desplazamiento último de diseño (k_{ef} , Figura 7) sea mayor o igual a una tercera parte de su rigidez secante al 20% del desplazamiento último de diseño (k_{ef2} , Figura 7). Es muy común que mucha gente no revise esta condición mecánica, y es esencial para garantizar un comportamiento estable.

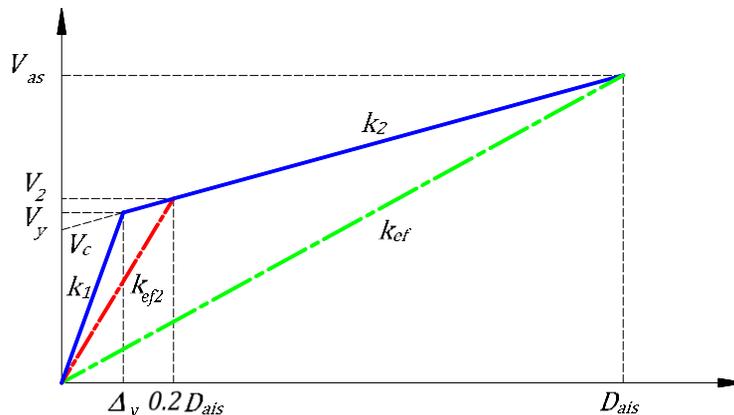


Figura 7 Curva primaria de aisladores con comportamiento bilineal que satisfacen las restricciones mecánicas impuestas por los lineamientos de diseño del MOC-DEAB (2019) e internacionales como el ASCE-7 (2016)

Así, se puede demostrar que cuando se emplea un modelo constitutivo bilineal para representar a un elastómero laminado de alto amortiguamiento, para satisfacer esta restricción mecánica, se requiere que la relación entre la rigidez secante al desplazamiento último (k_{ef}) entre la rigidez posterior a la fluencia (k_2) sea cercana a dos, es decir, $k_{ef}/k_2 \approx 2$. Además, la relación entre la rigidez elástica (k_1) y la posterior a la fluencia (k_2) también es importante, para realizar análisis dinámicos no lineales que sean representativos. De acuerdo con Naeim y Kelly (1999), para elastómeros laminados de alto amortiguamiento, el intervalo de valores de la relación k_2/k_1 varía entre 0.167 y 0.5. Para alcanzar

amortiguamientos viscosos equivalentes $\beta_D = \zeta_{eq}$ entre 10% y 20% considerando que $k_{ef}/k_2 \approx 2$, se puede demostrar que entonces $0.25 \leq k_2/k_1 \leq 0.4$, donde ζ_{eq} se incrementa a medida que la relación k_2/k_1 disminuye. Tomando en cuenta todo lo anterior, se modelaron y diseñaron los aisladores que forman parte del sistema de aislamiento, suponiendo además que se emplea un compuesto suave para fabricar a los elastómeros laminados de alto amortiguamiento, por lo que de acuerdo con lo propuesto en la literatura (Naeim y Kelly 1999), se consideró que su módulo de cortante era $G = 3.52 \text{ kg/cm}^2$ (50 psi).

Entonces, empleando los espectros de diseño de pseudo-aceleración y de desplazamiento para la ciudad de Juchitán (Figura 3), y un proceso de diseño iterativo que se ilustra con detalle en otros trabajos, donde se toman en cuenta las restricciones mecánicas de la curva bilineal (Figura 7) y se realizan ajustes en las dimensiones finales propuestas para los aisladores (Tena 2017, Parra 2022), se resumen en la Tabla 4 las características generales que debe cumplir el sistema de aislamiento sísmico, los aisladores seleccionados, los desplazamientos calculados en el proceso de diseño (finales) y el cortante máximo que transmite el sistema de aislamiento. Como se comentó anteriormente, en el sistema de aislamiento se consideró ubicar un HDRB debajo de cada eje de columnas (Figura 5b), por lo que se emplearon un total de 20 elastómeros laminados de alto amortiguamiento ($N_{ais} = 4$ Tabla 4). En la Tabla 4, se reportan las rigideces globales de todo el sistema de aislamiento, es decir, $K_{ef} = N_{ais}k_{ef}$, $K_1 = N_{ais}k_1$ y $K_2 = N_{ais}k_2$. Se reporta además el diámetro (ϕ), la altura del hule requerida (h) y el desplazamiento máximo de diseño que puede acomodar el aislador (D_{ais}). Se puede comprobar fácilmente que $D_{ais} > D_T$, es decir, que la capacidad de desplazamiento último del aislador es mayor que el desplazamiento último de diseño, D_T .

Finalmente, para fines del modelo tridimensional de diseño empleando análisis modales espectrales, cabe destacar lo siguiente. En el ETABS cada aislador se modeló con el elemento tipo "link" (resortes y amortiguadores en cada dirección), con la opción de modelado HDRB. Para fines de diseño ante el sismo máximo creíble, en las direcciones de traslación lateral, para cada aislador se proporcionó su rigidez secante efectiva (k_{ef}). Existen dos maneras válidas de considerar el amortiguamiento adicional en un análisis modal espectral conforme a MOC-DEAB (2019): a) Si se emplean los espectros reducidos por amortiguamiento adicional ($\zeta_{eq} = 18.6\%$, Figura 3) y su reducción adicional dividiendo entre $\alpha Q'_{as}$ (Tabla 4), entonces los aisladores deben modelarse exclusivamente empleando su rigidez secante efectiva k_{ef} , sin constante de amortiguamiento efectivo ($c_{eq} = 0$) y, b) si se desea modelar directamente el amortiguamiento viscoso de cada aislador proporcionando su constante de amortiguamiento efectivo (c_{eq}) asociada al amortiguamiento viscoso equivalente al desplazamiento de diseño (ζ_{eq}), entonces se debe proporcionar el espectro para $\zeta=5\%$ y reducirlo dividiéndolo entre $\alpha Q'_{as}$. En este estudio, se empleó la primera opción de modelado, por ser más representativa de lo que se hace en la práctica profesional. En la dirección vertical, y atendiendo a recomendaciones vertidas en la literatura (Naeim y Kelly 1999), la rigidez efectiva del aislador se tomó igual a 100 veces su rigidez lateral secante ($k_v = 100 k_{ef}$) y no se consideró amortiguamiento en esta dirección ($\zeta_v = 0$).

4.3 Revisión de cargas axiales de tensión y compresión en los aisladores

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento que conforman el sistema de aislamiento sísmico se revisaron individualmente en su condición de carga más desfavorable, dado que su resistencia en tensión es limitada, y aunque tienen una gran capacidad a compresión, también es conveniente asegurarse que no se rebasen los esfuerzos permisibles. Como se sabe, los aisladores más demandados tanto en tensión como en compresión ante combinaciones de cargas gravitacionales y por sismo son los que se encuentran ubicados en las esquinas del edificio.

Así, en la Figura 8 se ilustra gráficamente la distribución de fuerzas en los aisladores para las combinaciones de cargas más desfavorables obtenidas de los análisis realizados con el software ETABS. La fuerza máxima en tensión y en compresión fueron de 69.60 ton y 399.57 ton respectivamente. Tomando en cuenta que el diámetro de los aisladores es de 130 cm, se tiene un esfuerzo de tensión en los aisladores de 5.27 kg/cm², mientras que el esfuerzo en compresión es de 30.14 kg/cm².

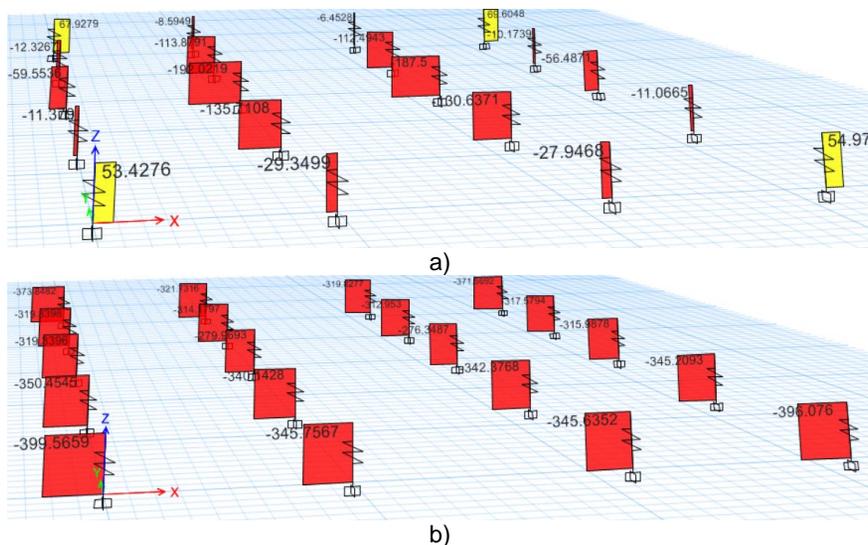


Figura 8 Distribución de fuerzas axiales en sistema de aislamiento sísmico de edificio de 10 niveles ubicado en Juchitán, Oaxaca. a) Resultante de fuerzas máximas de tensión en aisladores de esquina debidas a combinación de cargas sísmicas y gravitacionales, b) Resultante de fuerzas de compresión en aisladores debidas a combinación de cargas sísmicas y gravitacionales. Fuerzas en compresión (rojo) y fuerzas en tensión (amarillo).

De acuerdo con recomendaciones disponibles en la literatura especializada (Takayama *et al.* 2004, Pan *et al.* 2005), y con base en los resultados reportados de pruebas experimentales realizadas por Shen *et al.* (2016), es válido y razonable utilizar, con fines de diseño, un esfuerzo permisible en tensión de 10.2 kg/cm² en los aisladores elastoméricos. De acuerdo con las recomendaciones de Pan *et al.* (2005), el esfuerzo permisible en compresión para este tipo de aisladores es de 101.97 kg/cm² para cargas permanentes y de 152.96

kg/cm² en caso que la combinación de cargas que rige el diseño involucre cargas accidentales. Así, se observa que $5.27 \text{ kg/cm}^2 < 10.2 \text{ kg/cm}^2$ y $30.14 \text{ kg/cm}^2 < 152.96 \text{ kg/cm}^2$; por lo tanto, el diseño de los aisladores ante carga axial es adecuado.

4.4 Distorsiones de entropiso de diseño

Conforme al MOC-DEAB (2019), se revisó que las distorsiones de entropiso de la estructura aislada considerando a los sismos de servicio y de diseño estuvieran dentro de los límites permisibles. Para el sismo de servicio, se empleó el espectro del sismo de servicio (Figura 3) y se utilizó la rigidez elástica k_1 de los aisladores y no amortiguamiento adicional, pues a este nivel de demanda, se debe garantizar un comportamiento elástico. Para el sismo de diseño, se utilizaron las consideraciones de modelado de los aisladores descritos en la sección 4.2. En la Figura 9 se muestra que se cumplen satisfactoriamente las demandas de distorsión de entropiso de diseño. Además, se observa que las distorsiones de entropiso máximas son muy uniformes, lo que se debe a que: a) los cambios de sección propuestos no introducen cambios de rigideces de entropiso abruptos y, b) el desacoplamiento dinámico T_{as}/T_E obtenido (Tabla 4) es suficiente para tener una respuesta razonablemente reducida en la superestructura.

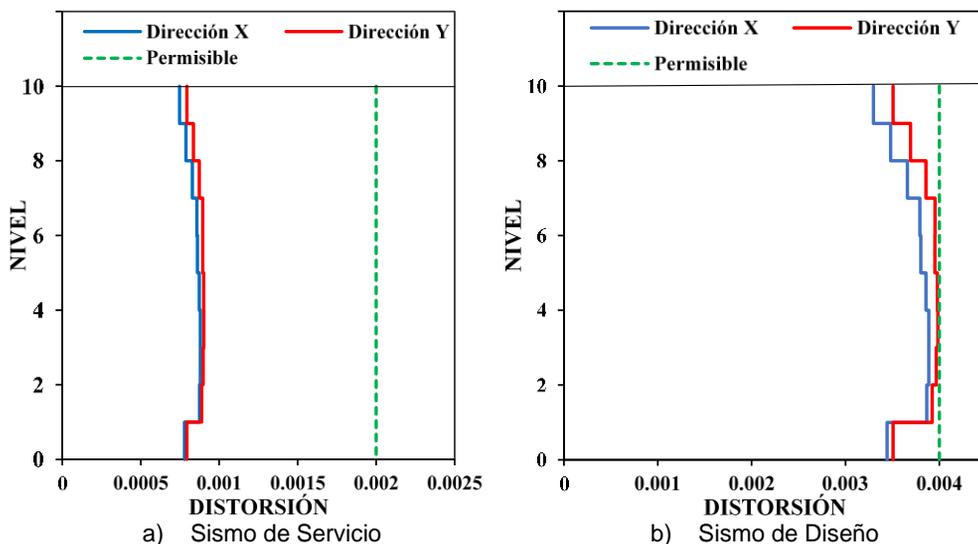


Figura 9 Revisión del cumplimiento de las distorsiones de entropiso de diseño para el edificio de 10 niveles de Juchitán

5 REGISTROS DE ACELERACIÓN SELECCIONADOS

La ciudad de Juchitán, Oaxaca, está en unas de las zonas de mayor peligro sísmico de México, como se reconoce en MOC-2015 (2015). En la Figura 10 se presenta un acercamiento del mapa de peligro sísmico considerado en MOC-2015 y obtenido con el programa PRODISIS (2015), donde se indica la ubicación de la ciudad de Juchitán con un alfiler azul claro. A partir de esta

ubicación, se definieron los espectros de diseño para Juchitán mostrados en la Figura 3 y cuya obtención se explica con detalle en Pérez-Rocha *et al.* (2015).

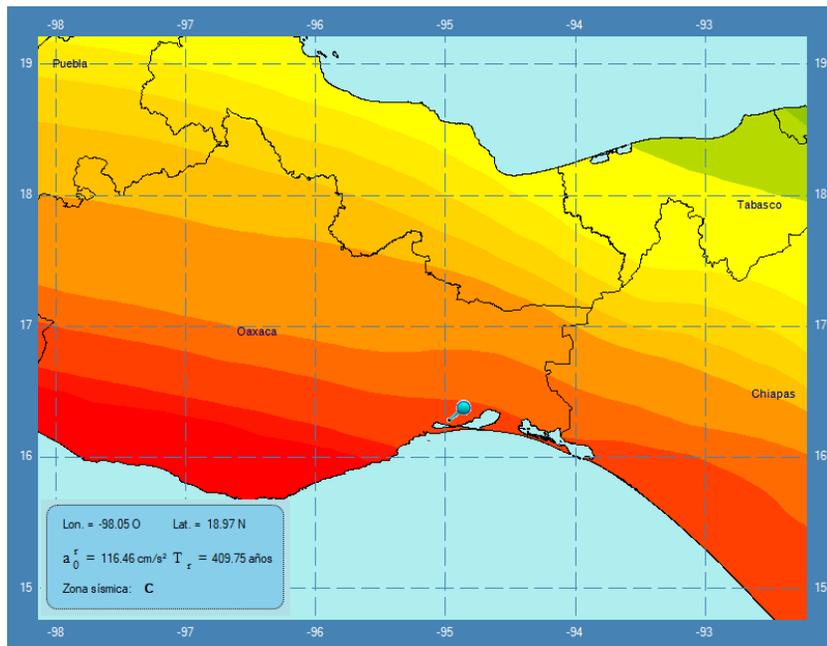


Figura 10 Mapa de peligro sísmico considerado por MOC-2015 y ubicación en él de la ciudad de Juchitán, Oaxaca (alfiler azul). El mapa se obtuvo con el programa PRODISIS (2015)

Los registros de aceleración que se empleen en análisis dinámicos paso a paso (lineales y no lineales) deben ser representativos de las fuentes sísmogénicas que definen al peligro sísmico del sitio en consideración. Así, en esta región de Oaxaca, las fuentes dominantes que definen su peligro sísmico son los sismos de subducción entre la placa de Norteamérica y la placa de Cocos, así como los conocidos como sismos de subducción intraplaca (falla normal, de profundidad intermedia), como se reconoce en el MOC-2015 (2015). Por ello, en este estudio se seleccionaron exclusivamente registros de aceleración obtenidos de estas fuentes sísmogénicas de México.

Se consideraron los registros de las estaciones ubicadas en Niltpec (NILT) y en Salina Cruz (SCRU) operadas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, correspondientes al sismo de subducción intraplaca que afectó esa zona durante el fuerte sismo de Tehuantepec del 7 de septiembre de 2017 ($M_w = 8.2$), el de mayor magnitud en territorio mexicano en un siglo. Además, se generaron dos registros artificiales asociados a este sismo (cortesía del Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha): Juchitán (JCHS) y Tonalá (TONA), obtenidos con base en la metodología conocida como “shake maps” (mapas de vibración), como se describe con detalle en Godínez-Domínguez *et al.* (2021). Se incluyó también el registro de la estación Termoeléctrica de Manzanillo (TMANZ) del sismo de subducción del 9 de octubre de 1995 ($M_w = 8.0$). En la Figura 11 se muestran los registros de aceleración de las tres estaciones que se emplearon cuando se consideraron las dos componentes horizontales de los movimientos del terreno.

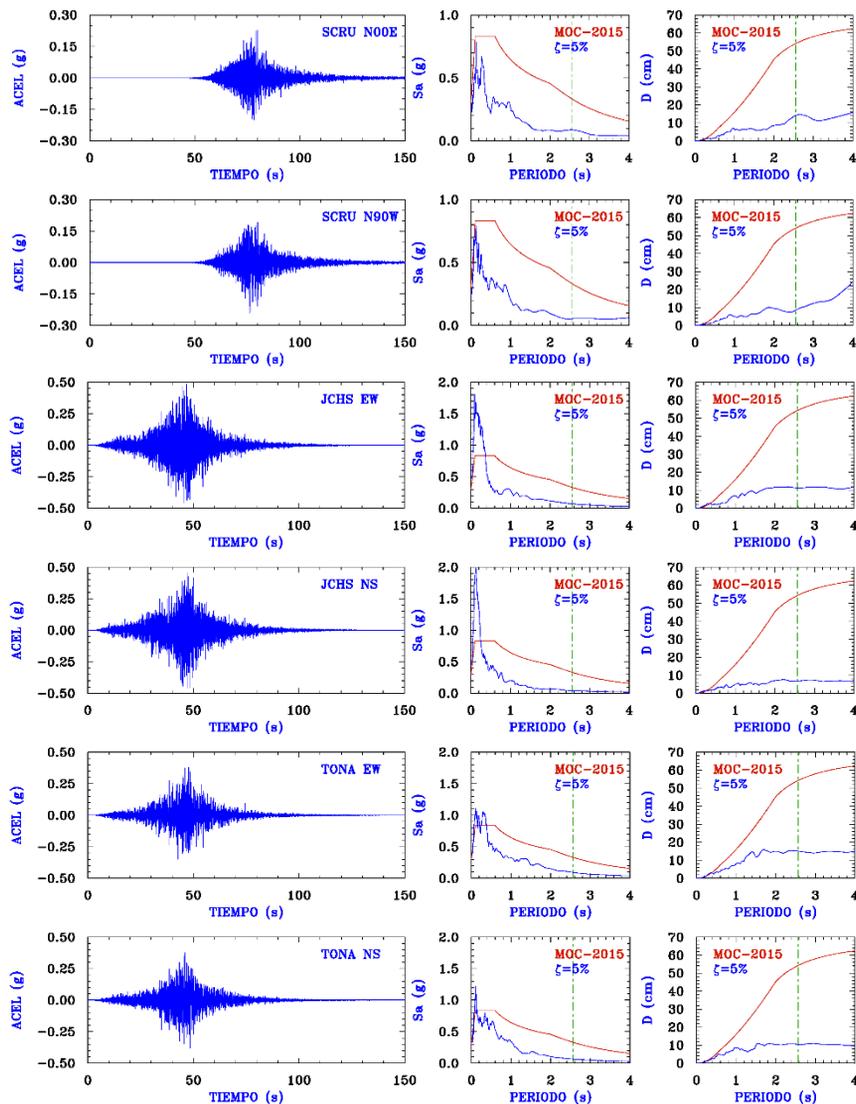


Figura 11 Registros de aceleración en terreno firme considerados y sus respectivos espectros de respuestas de pseudo-aceleración y de desplazamiento para $\zeta = 5\%$. Los espectros de respuesta se comparan con los espectros elásticos de diseño del MOC-2015 para el sitio considerado en Juchitán, Oaxaca.

En la Figura 12 se muestran los registros de las dos estaciones que se emplearon cuando se consideraron también las tres componentes ortogonales de los movimientos del terreno, dado que, en estos últimos, la componente vertical tiene amplitudes importantes y rebasa, en ciertos intervalos de periodos, a los espectros para la componente vertical establecidos en el MOC-2015. Las distancias de las estaciones de registro consideradas con respecto al epicentro del sismo son 198.2 km para NILT, 188.7 para SCRU, 200.7 para JUCH, 143.7 para TONA y 30.7 km para TMANZ. De esta manera, a excepción de TMANZ, los demás registros se deben considerar como registros lejanos (“far field”) y, conforme a MOC-2015 y MOC-DEAB, no se deben considerar el efecto de las aceleraciones verticales en el diseño, como se supuso en este trabajo.

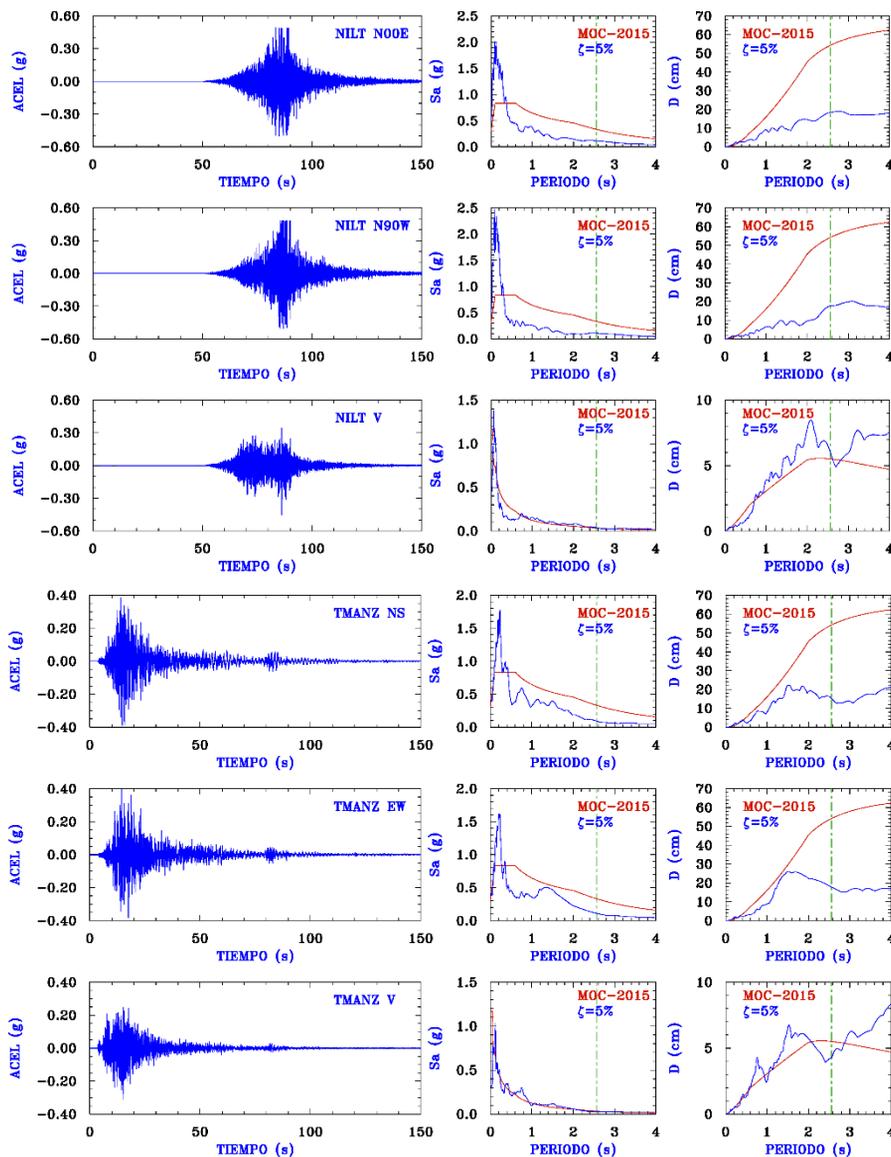


Figura 12 Registros de aceleración en terreno firme considerados y sus respectivos espectros de respuestas de pseudo-aceleración y de desplazamiento para $\zeta = 5\%$. Los espectros de respuesta se comparan con los espectros elásticos de diseño del MOC-2015 para el sitio considerado en Juchitán, Oaxaca.

6 RESULTADOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

6.1 Hipótesis generales de modelado

Se realizaron análisis dinámicos paso a paso del modelo tridimensional del ETABS ante la acción bidireccional de ambas componentes ortogonales de los movimientos horizontales del terreno de los registros mostrados en las Figuras 11 y 12. Para considerar crudamente la directividad de los movimientos del terreno,

se alternaron las componentes NS (o N90W) con la EW (o N00E) y viceversa, por lo que se realizaron un total de 10 simulaciones ante acción bidireccional. En aras de simplificar la notación, los registros EW corresponden a la dirección X y los NS a la dirección Y. Por lo tanto, en una simulación "XY" la componente EW se aplica en la dirección X y la NS en la dirección Y. En cambio, en una simulación "YX", la componente NS es la que se aplica en la dirección X y la EW en la dirección Y. Cuando además se incluye a la componente vertical de los movimientos del terreno, ésta se identifica como Z.

Las hipótesis realizadas para el modelado no lineal de aisladores y elementos estructurales fueron las siguientes. Para los elastómeros laminados de alto amortiguamiento, se consideró la curva constitutiva bilineal (Figura 7) de la opción de modelado HDRB del ETABS. Así, se proporcionaron las rigideces elásticas (k_1) y posterior a la fluencia (k_2) de cada aislador en las dos direcciones principales ortogonales de desplazamiento lateral, que son las reportadas en la Tabla 4 divididas por el número de aisladores (N_{ais}). La rigidez vertical del aislador se supuso elástica, e igual a $k_v = 100 k_{ef}$. Para los elementos de acero de la superestructura, se empleó los modelos estándar de plasticidad concentrada disponibles en la librería del ETABS.

6.2 Respuestas máximas del sistema de aislamiento

Se monitorearon las respuestas máximas de los aisladores y del sistema de aislamiento global, de manera de corroborar que su respuesta es estable ante la acción bidireccional de los movimientos del terreno considerados. Las respuestas máximas se resumen en la Tabla 5, donde se comparan también con los valores que rigieron su diseño conforme al análisis modal espectral. De la Tabla 5 se aprecia que los desplazamientos dinámicos máximos experimentados por el sistema de aislamiento (D_{mais}) estuvieron bien cubiertos por el obtenido en el proceso de diseño mediante el análisis modal espectral y, por ello, no rebasan al desplazamiento máximo que los aisladores pueden desarrollar (D_{ais} , Tabla 4), por lo que el cociente normalizado D_{mais}/D_{ais} es inferior a 1.0 y, de esta manera, el sistema de aislamiento es estable. Las mayores respuestas de desplazamiento se obtuvieron para la estación TMANZ, simulación XY, seguidas de las de las estaciones NILT YX y TONA XY.

En la Tabla 5 se aprecia que existe una demanda de tensión en los aisladores de esquina cuando se sujetan a la acción ortogonal de la estación TMANZ en sus simulaciones XY ($T = 40.0$ t) e YX ($T = 43.95$ t). Sin embargo, dicha demanda de tensión está perfectamente cubierta por la obtenida en el análisis modal espectral ($T = 69.6$ t), por lo no hay ningún problema en ese sentido. La deformación vertical máxima del aislador en tensión (D_{zais-T}) también está cubierta por la obtenida con el análisis modal espectral. De igual manera, las fuerzas dinámicas máximas de compresión en los aisladores (C) están perfectamente cubiertas por las consideradas en su diseño empleando análisis modales espectrales.

Los cortantes dinámicos máximos normalizados del sistema de aislamiento en cada dirección, V_{xas}/W y V_{yas}/W , también se encuentran bien cubiertos por los obtenidos en el análisis modal espectral, obteniéndose las mayores respuestas también para las estaciones TMANZ, NILT y TONA. En una

estructura aislada sísmicamente con un buen desacoplamiento en términos de la relación entre el periodo efectivo aislado con respecto al periodo en base rígida, T_{as}/T_E , y con un comportamiento histerético estable, se espera que, fruto de la disipación de energía (aumento del amortiguamiento efectivo), se reduzcan entonces los cortantes basales que se transmiten a la superestructura V_{xe} y V_{ye} . Así, se espera que los cocientes V_{xe}/V_{xas} y V_{ye}/V_{yas} sean inferiores a la unidad. Se observa en la Tabla 5 que, en efecto, esto sucede, y los cocientes oscilaron entre 0.776 y 0.925.

Tabla 5 Respuestas dinámicas máximas del sistema de aislamiento para el edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán cuando se sujeta a la acción bidireccional de los registros de aceleración de terreno firme o roca seleccionados

Estación	Dirección	D_{mais} (cm)	D_{mais}/D_{ais}	V_{xas}/W	V_{yas}/W	V_{xe}/V_{xas}	V_{ye}/V_{yas}	D_{zais-T} (cm)	C (t)	T (t)
Modal-Espectral		34.15	0.99	0.191	0.192	0.876	0.876	0.70	399.57	69.60
NILT	XY	12.84	0.37	0.081	0.113	0.925	0.825	-	256.71	-
NILT	YX	13.00	0.38	0.113	0.081	0.828	0.911	-	253.79	-
SCRU	XY	8.48	0.25	0.069	0.079	0.854	0.850	-	226.88	-
SCRU	YX	8.49	0.25	0.079	0.070	0.848	0.863	-	229.69	-
JCHS	XY	10.52	0.31	0.097	0.060	0.863	0.883	-	224.20	-
JCHS	YX	10.04	0.29	0.058	0.098	0.905	0.847	-	228.81	-
TONA	XY	13.02	0.38	0.107	0.093	0.863	0.776	-	266.96	-
TONA	YX	12.58	0.37	0.093	0.110	0.779	0.863	-	267.10	-
TMANZ	XY	17.79	0.52	0.144	0.119	0.921	0.849	0.40	275.68	40.00
TMANZ	YX	17.58	0.51	0.117	0.147	0.840	0.920	0.44	280.21	43.95

Finalmente, se puede concluir que el diseño del sistema de aislamiento sísmico realizado mediante el método de análisis modal espectral conforme al MOC-2015 y MOC-DEAB es adecuado, pues todas las respuestas dinámicas máximas se encuentran bien cubiertas por las obtenidas mediante esta opción de análisis y diseño.

6.3 Respuestas máximas de la superestructura

Aunque el diseño se realizó con la meta de que la superestructura tuviera un comportamiento elástico, esta premisa de diseño no es una excusa válida para no corroborar, en simulaciones dinámicas no lineales que, en efecto, así se comporta. Por esa razón, se modelaron los elementos estructurales principales de manera que se pudiera detectar algunas respuestas no lineales. Se comprobó durante todas las simulaciones realizadas que, en efecto, los elementos estructurales de la superestructura permanecieron elásticos.

En la Tabla 6 se resumen las respuestas máximas, en ambas direcciones ortogonales principales, de los desplazamientos máximos de azotea (D_{xmax} y D_{ymax}), distorsiones máximas de entrepiso (Δ_{xmax} y Δ_{ymax}), aceleraciones máximas en azotea (a_{xmax} y a_{ymax}), cortantes basales normalizados de la superestructura (V_{xe}/W y V_{ye}/W) y los momentos de volteo máximos en la base de la superestructura (M_{xe} y M_{ye}), los cuales se comparan con los obtenidos en el proceso de diseño mediante análisis modales espectrales. Se aprecia que todos los parámetros son bien cubiertos con los obtenidos de los análisis modales espectrales, con excepción de las aceleraciones máximas de azotea para la estación TMANZ en simulaciones XY e YX, donde se exceden los valores de

diseño en 3.7% en la dirección X y 7.1% en la dirección Y, lo que, para fines prácticos, es más que aceptable.

Tabla 6 Respuestas dinámicas máximas de la superestructura del edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán cuando se sujeta a la acción bidireccional de los registros de aceleración de terreno firme o roca seleccionados

Estación	Dirección	D_{xmax}	D_{ymax}	Δ_{xmax} (%)	Δ_{ymax} (%)	a_{xmax}	a_{ymax}	V_{xe}/W	V_{ye}/W	M_{xe}	M_{ye}
Modal-Espectral		48.82	45.08	0.3887	0.3984	0.246	0.239	0.168	0.168	51533.15	36269.17
NILT	XY	13.40	16.39	0.1829	0.2296	0.169	0.189	0.075	0.093	46536.82	30133.49
NILT	YX	17.49	12.43	0.2163	0.1642	0.184	0.169	0.093	0.074	45395.61	31254.88
SCRU	XY	10.82	9.98	0.1524	0.1517	0.146	0.154	0.059	0.067	44452.67	29153.01
SCRU	YX	10.60	10.40	0.1539	0.1488	0.151	0.141	0.067	0.060	44615.67	29039.62
JCHS	XY	15.40	8.27	0.2022	0.1174	0.189	0.138	0.083	0.053	43770.53	30682.38
JCHS	YX	8.69	14.23	0.1304	0.2009	0.144	0.175	0.053	0.083	46045.70	28436.65
TONA	XY	16.86	12.58	0.2204	0.2187	0.194	0.175	0.092	0.072	45415.97	31370.62
TONA	YX	13.20	15.53	0.1826	0.1990	0.185	0.186	0.072	0.092	46654.09	30069.55
TMANZ	XY	26.42	16.78	0.3165	0.2458	0.219	0.256	0.133	0.101	47564.64	34521.70
TMANZ	YX	17.02	25.50	0.2566	0.3206	0.255	0.223	0.098	0.135	49911.44	32098.55

En las estructuras esbeltas se deben revisar las cargas axiales de las columnas de perímetro y de esquina, dado que, como se sabe, las cargas axiales muy altas de compresión o netas de tensión disminuyen notablemente la capacidad de deformación de las columnas (o "ductilidad") y, por ello, pueden fallar frágilmente por aplastamiento (compresión) o por tensión. En la Tabla 7 se resumen las respuestas máximas de estas columnas, más la de la columna central más demandada, y también se comparan con las obtenidas en el proceso de diseño mediante análisis modales espectrales. Se aprecia que, en todos los casos, las máximas cargas axiales demandadas en las columnas de la base fueron bien cubiertas con las consideradas en el diseño mediante análisis modales espectrales. Nuevamente, las demandas de fuerzas de tensión se obtuvieron exclusivamente para los registros de aceleración de la estación TMANZ.

Tabla 7 Fuerzas axiales máximas (en toneladas) de las columnas de la base de la superestructura del edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán cuando se sujeta a la acción bidireccional de los registros de aceleración de terreno firme o roca seleccionados. La letra *C* identifica las fuerzas de compresión y la *T* las de tensión.

Estación	Dirección	Fuerzas axiales máximas (t)					
		Columna central		Columna de perímetro		Columna de esquina	
		<i>C</i>	<i>T</i>	<i>C</i>	<i>T</i>	<i>C</i>	<i>T</i>
Modal-Espectral		238.66	-	239.22	5.34	280.07	53.93
NILT	XY	199.78	-	197.83	-	228.65	-
NILT	YX	206.86	-	197.71	-	222.40	-
SCRU	XY	190.86	-	180.53	-	201.17	-
SCRU	YX	192.01	-	183.59	-	201.58	-
JCHS	XY	203.74	-	180.55	-	194.49	-
JCHS	YX	188.47	-	180.68	-	203.27	-
TONA	XY	208.58	-	205.04	-	239.10	-
TONA	YX	199.46	-	206.41	-	235.17	-
TMANZ	XY	223.81	-	212.80	-	246.72	42.59
TMANZ	YX	215.40	-	215.52	-	251.29	46.45

A medida que las estructuras aisladas sísmicamente son más altas y esbeltas, es más difícil desacoplarlas dinámicamente y, por ello, los perfiles de desplazamientos laterales en la superestructura dejan de ser casi-horizontales (movimiento de cuerpo rígido) y entonces desarrollan un perfil creciente con la

altura (triangular invertido, o más complejo). De igual manera, las aceleraciones de piso máximas se vuelven más complejas, pues éstas son más sensibles al impacto de modos superiores. Esto se ilustra en la Figura 13, mostrando dichos perfiles para las dos estaciones críticas: NILT y TMANZ.

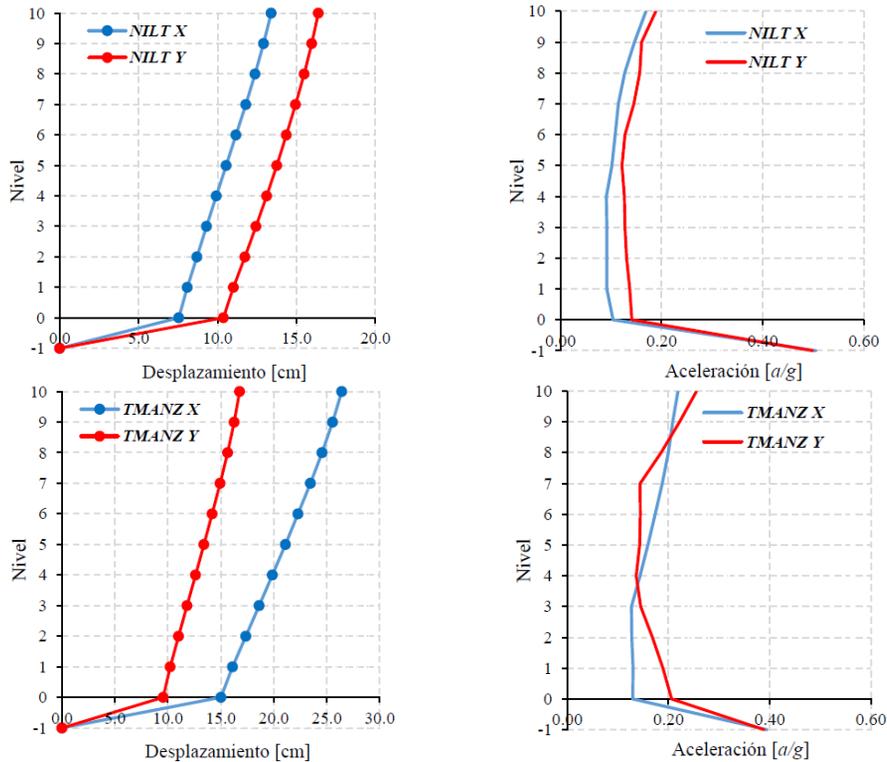


Figura 13 Perfiles de desplazamientos y aceleraciones de piso máximas para el edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán ante la acción de los registros bidireccionales de las estaciones NILT y TMANZ. Con X se indica la respuesta XY, mientras que Y, YX.

Se aprecia claramente en la Figura 13 que existe una diferencia notoria e importante entre los desplazamientos laterales del nivel 10 con respecto a los del nivel 1. En cuanto a las aceleraciones máximas de entrepiso, los perfiles muestran un claro dominio del segundo modo y, en este caso en particular, las aceleraciones se reducen con respecto a la aceleración máxima experimentada en la base del sistema de aislamiento. Sin embargo, esto no siempre sucede y las aceleraciones máximas de piso pueden amplificarse notablemente para estructuras más altas y esbeltas (Parra 2022). Por lo tanto, en el diseño de este tipo de estructuras aisladas, se debe monitorear esta variable, dado que las aceleraciones máximas de piso pueden afectar la respuesta de contenidos sensibles a la aceleración y el comportamiento de los sistemas de piso.

6.4 Impacto de los registros de aceleración vertical

Como se indicó anteriormente, el edificio de 10 pisos en Juchitán se diseñó sin considerar las aceleraciones verticales, suponiendo, conforme a MOC-DEAB (2019), que el sitio se encuentra alejado a 50 km o más de una falla activa

de gran potencial. Esta hipótesis se cumpliría con todos los registros de las estaciones consideradas, alejados cientos de kilómetros de la fuente, excepto para la estación TMANZ, que registraron a 30.7 km del epicentro del 9 de octubre de 1995.

De esta manera, se consideró relevante evaluar qué diferencias se tendrían en las respuestas máximas de un diseño donde no se consideró el impacto del espectro de aceleraciones verticales, cuando se incluye también a la componente vertical (aceleraciones tridireccionales): a) cuando se supone que sus efectos pueden despreciarse por estar alejada más de 50 km de la fuente, por ejemplo la estación NILT y, b) cuando se deberían haber incluido en el proceso de diseño, por ejemplo, la estación TMANZ.

Así, se realizaron simulaciones adicionales para las estaciones NILT y TMANZ, considerando las tres componentes ortogonales de los movimientos del terreno, y a esta respuesta se le identifica como XYZ. Las respuestas máximas para el sistema de aislamiento, la superestructura y las columnas en la base se reportan en las Tablas 8 a 10 respectivamente, donde se comparan directamente con las respuestas máximas bidireccionales. Para facilitar la comparación, en estas tablas se indica con negritas y subrayado en color amarillo cuando las respuestas obtenidas con las tres componentes superan a las obtenidas ante acción bidireccional.

Así, de la Tabla 8 se aprecia que la inclusión de la componente vertical impacta principalmente a las fuerzas de tensión y compresión de los aisladores y sus respectivas deformaciones. Para el caso de la estación NILT, ahora se detecta una demanda de tensión en el sistema de aislamiento de 10.12 toneladas que con la acción bidireccional no se presentaba. El esfuerzo de tensión máximo en el aislador es $\sigma_t = 0.76 \text{ kg/cm}^2$, que es 7.5% del esfuerzo a tensión admisible, por lo que, en este caso, no existiría problema alguno, sobre todo porque no alcanza a rebasar la fuerza de tensión obtenida mediante un análisis modal espectral. En el caso de la estación TMANZ, la componente vertical aumentó 1.52 veces la fuerza neta de tensión máxima en el aislador (21 toneladas), también cubierta por la obtenida con los análisis modales espectrales. El esfuerzo de tensión máximo demandado al aislador es $\sigma_t = 4.6 \text{ kg/cm}^2$, aún en niveles permisibles (45% del admisible). La fuerza máxima de compresión aumentó en 31.48 toneladas (11.4%) al incluir a la componente vertical de TMANZ, pero como se observa en la Tabla 8, está bien cubierta por la obtenida con el análisis modal espectral.

Tabla 8 Respuestas dinámicas máximas del sistema de aislamiento para el edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán cuando se consideran las tres componentes de los registros de aceleración de terreno firme o roca seleccionados

Estación	Dirección	D_{mais} (cm)	D_{mais}/D_{ais}	V_{xas}/W	V_{yas}/W	D_{zais-T} (cm)	C (t)	T (t)
NILT	XY	12.84	0.37	0.081	0.113	-	256.71	-
NILT	XYZ	12.79	0.37	0.080	0.113	0.10	249.80	10.12
TMANZ	XY	17.79	0.52	0.144	0.119	0.40	275.68	40.00
TMANZ	XYZ	17.67	0.51	0.144	0.119	0.61	307.16	60.99
Modal-Espectral		34.15	0.99	0.191	0.192	0.70	399.57	69.60

En la Tabla 9 se aprecia que prácticamente todas las respuestas máximas de la superestructura aumentan cuando se incluye a la componente vertical. Los

menores incrementos se observan en los desplazamientos máximos de azotea (máximo de 1.01 veces para NILT y prácticamente imperceptible para TMANZ) y en las distorsiones de entrepiso (máximo de 1.04 veces para NILT y 1.05 veces para TMANZ). Como era de esperarse, los mayores incrementos fueron en los cortantes basales de la superestructura (máximo de 1.11 veces para NILT y 1.07 veces para TMANZ), en los momentos de volteo en la base (máximo 1.06 veces en NILT y 1.14 veces para TMANZ), y, sobre todo, las aceleraciones máximas de azotea (entre 1.91 y 2.50 veces para NILT y entre 1.61 y 1.74 veces para TMANZ). De hecho, se aprecia en la Tabla 9 que sólo hay dos parámetros de respuesta máxima obtenidos en el proceso de diseño con el análisis modal espectral que fueron rebasados cuando se incluye a la componente vertical: a) los momentos de volteo en la base (estación TMANZ) y, b) sobre todo, las aceleraciones máximas en la azotea (tanto NILT como TMANZ). Lo anterior tiene dos implicaciones importantes para el diseño sismorresistente moderno: a) se debe revisar que los sistemas de piso sean capaces de resistir estos incrementos y, b) revisar el impacto desfavorable que puede tener en contenidos sensibles a la aceleración. Estas dos últimas observaciones son importantes, pues permite recomendar qué parámetros de diseño deben monitorearse con mayor cuidado cuando se ignoran a las aceleraciones verticales en el diseño.

Tabla 9 Respuestas dinámicas máximas de la superestructura para el edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán cuando se consideran las tres componentes de los registros de aceleración de terreno firme o roca seleccionados

Estación	Dirección	D_{xmax}	D_{ymax}	Δ_{xmax} (%)	Δ_{ymax} (%)	a_{xmax}	a_{ymax}	V_{xe}/W	V_{ye}/W	M_{xe}	M_{ye}
NILT	XY	13.40	16.39	0.1829	0.2296	0.169	0.189	0.075	0.093	46536.82	30133.49
NILT	XYZ	13.54	16.42	0.1883	0.2387	0.322	0.472	0.076	0.103	49142.59	30950.71
TMANZ	XY	26.42	16.78	0.3165	0.2458	0.219	0.256	0.133	0.101	47564.64	34521.70
TMANZ	XYZ	26.49	16.82	0.3218	0.2575	0.382	0.413	0.133	0.108	54229.44	38651.38
Modal-Espectral		48.82	45.08	0.3887	0.3984	0.246	0.239	0.168	0.168	51533.15	36269.17

Tabla 10 Fuerzas axiales máximas (en toneladas) de las columnas de la base de la superestructura del edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán cuando se sujeta a la acción tridireccional de los registros de aceleración de terreno firme o roca seleccionados. La letra *C* identifica las fuerzas de compresión y la *T* las de tensión.

Estación	Dirección	Fuerzas axiales máximas (ton)					
		Columna central		Columna de perímetro		Columna de esquina	
		<i>C</i>	<i>T</i>	<i>C</i>	<i>T</i>	<i>C</i>	<i>T</i>
NILT	XY	199.78	-	197.83	-	228.65	-
NILT	XYZ	225.13	-	202.63	-	219.55	18.41
TMANZ	XY	223.81	-	212.80	-	246.72	42.59
TMANZ	XYZ	253.09	-	235.92	-	266.77	60.46
Modal-Espectral		238.66	-	239.22	5.34	280.07	53.93

En la Tabla 10 se aprecia que las cargas axiales máximas de compresión de todas las columnas en la base aumentan cuando se incluye a la componente vertical de los movimientos del terreno y, en el caso de las columnas de esquina, aparecen demandas de tensión. El que se encuentren demandas de tensión en las columnas de esquina era algo que pudiera esperarse. Sin embargo, una observación también es importante es comprobar que la componente vertical induce fuerzas axiales de importancia por sí sola a todas las columnas, no sólo a las de perímetro o de esquina. Por ello, se notan incrementos más importantes en la carga máxima de compresión en las columnas centrales (25.35 t más para NILT

y 29.28 t más para TMANZ) que para las columnas de perímetro (4.8 t para NILT y 23.12 t para TMANZ) o esquina (20.05 t para TMANZ). De hecho, se observa que es precisamente a la columna central más demandada a quien el análisis modal espectral no cubre, para la estación TMANZ, cuando se considera a la componente vertical. Esta observación es importante, pues frecuentemente la gente se concentra más en monitorear, en diseño por sismo, a las respuestas de las columnas del perímetro y de esquina más que las centrales. Por ello, es importante que esto se tome en cuenta en diseños futuros.

Finalmente, para ilustrar la diferencia que existe en el tiempo entre los análisis dinámicos no lineales considerando solo las dos componentes horizontales de los registros de aceleración y cuando además se considera la componente vertical, en la Figura 14 se presentan las series de tiempo de la fuerza axial de la columna de esquina más demandada, así como de la deformación vertical y el desplazamiento horizontal del aislador más demandado.

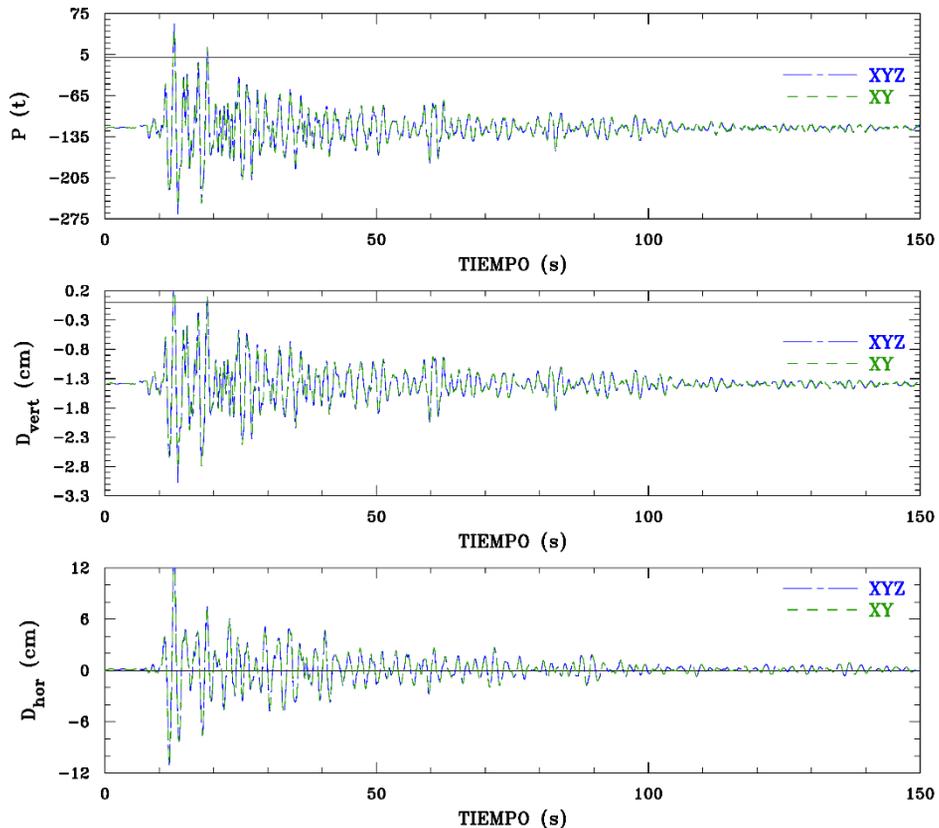


Figura 14 Series de tiempo del desplazamiento horizontal (D_{hor}) y deformación vertical (D_{vert}) del aislador de esquina crítico, así como de carga axial (P) de la columna de esquina crítica para el edificio de 10 niveles ($H/L = 2.5$) en Juchitán, sometido a los registros de aceleración de la estación TMANZ

Se observa de la Figura 14 que a pesar del aumento en las fuerzas de las columnas y el aumento de la deformación vertical y desplazamiento horizontal de los aisladores obtenidos considerando las tres componentes de los registros sísmicos, los puntos de los valores máximos se dan en el mismo instante de

tiempo que para los análisis bidireccionales, lo que supone que, para los modelos analizados, el sistema de aislamiento propuesto exhibe un comportamiento estable.

7 COMENTARIOS FINALES

El propósito principal de este trabajo fue estudiar los efectos de la esbeltez estructural en edificios de acero estructural aislados sísmicamente con elastómeros laminados de alto amortiguamiento, ya que la estabilidad dinámica de los aisladores elastoméricos se puede ver comprometida por su muy reducida capacidad para resistir esfuerzos de tensión importantes.

Como se comenta en la introducción, en la literatura internacional existen pocos estudios sobre edificios esbeltos con aislamiento sísmico, y en algunos de ellos, no se reflexiona sobre esta condición. Esto representa una problemática, ya que la construcción vertical es cada vez más frecuente en nuestras ciudades y, si no se hacen estudios apropiados para la aplicación de la tecnología de aislamiento sísmico en estructuras esbeltas, se pueden realizar diseños inadecuados. Por ello, con base en los resultados observados en los análisis realizados en el caso de estudio presentado con detalle en este artículo, y otros más que se discuten en Parra (2022), se proporcionan los siguientes comentarios y recomendaciones.

Para reducir los desplazamientos y aceleraciones de la superestructura en una estructura con aislamiento sísmico, es importante proporcionar un desacoplamiento dinámico razonable, el cual se mide indirectamente en normas internacionales por cociente del periodo de vibración de la estructura aislada (T_{as}) entre el periodo de vibración de la estructura en base rígida (T_E). Por ello, en el MOC-DEAB (2019) se recomienda un desacoplamiento dinámico mínimo $T_{as}/T_E > 2.0$, mientras que en los reglamentos de diseño estadounidenses se recomienda $T_{as}/T_E > 3.0$. Por la razón anterior, en edificios altos y esbeltos es deseable también, en medida de lo posible, limitar su flexibilidad lateral, rigidizando al edificio por algún medio reconocido, en función de su altura y estructuración. En este estudio se controló la flexibilidad lateral del edificio de acero estructural mediante contravientos de acero ubicados lo más simétricos posibles, para no introducir torsión. Cabe señalar que, en ocasiones, se quiere aprovechar exclusivamente la ubicación central de cubo de elevadores y escaleras para rigidizar lateralmente al edificio en esa zona mediante muros. Sin embargo, con esta solución se introduce una enorme flexibilidad torsional (primer modo global de torsión), por lo que, en caso de emplearlos, se deberá además contrarrestar su influencia agregando muros u otros elementos rigidizantes en el perímetro del edificio.

El edificio de acero estructural aislado sísmicamente de 10 niveles y relación global de esbeltez $H/L = 2.5$ fue diseñado para terreno firme en la ciudad de Juchitán, Oaxaca, empleando el método de diseño con base en análisis modales espectrales propuesto en el MOC-DEAB (2019) y los respectivos espectros de diseño sísmico establecidos en el MOC-2015. El diseño obtenido fue evaluado mediante análisis dinámicos no lineales paso a paso ante la acción bidireccional de cinco registros de aceleración representativos de terreno firme o roca para las fuentes de peligro sísmico correspondientes al sitio. En general, se

observó que el diseño realizado con base en análisis modales espectrales cubre razonablemente bien la mayoría de los parámetros estudiados y es 100% resiliente sísmicamente, consistente con un desempeño de ocupación inmediata. Sin embargo, cabe señalar que sí se llegaron a presentar fuerzas de tensión en el sistema de aislamiento ante la acción de los registros de la estación crítica TMANZ, específicamente en los aisladores ubicados en las esquinas del edificio, precisamente como consecuencia que, para el intervalo de periodos en que responden esas estructuras aisladas, los espectros de desplazamientos de los registros de aceleración considerados se encuentran muy cercanos al espectro de diseño por desplazamientos del MOC-2015. Sin embargo, debido a que la magnitud de las fuerzas de tensión que se desarrollaron fue relativamente pequeña, en esta ocasión no se puso en riesgo la estabilidad dinámica de los aisladores elastoméricos propuestos, pero es un aspecto que debe revisarse siempre.

Se exploraron las implicaciones que tiene considerar o no la componente vertical de los registros sísmicos para las dos estaciones críticas y con registros de aceleraciones verticales importantes, TMANZ y NILT. De dichos análisis se observó que el mayor impacto en el sistema de aislamiento es en las fuerzas axiales de tensión y compresión, que aumentaron de manera apreciable, sobre todo las de tensión. Sin embargo, en este caso en particular, dicho incremento no puso en riesgo la estabilidad estructural del edificio, pero es algo que debe tomarse en cuenta y monitorearse. En la superestructura se observaron incrementos pequeños en las distorsiones máximas de entrepiso, y cortantes basales. Los incrementos fueron más notables en los momentos de volteo y en las cargas axiales de compresión en las columnas de la base (sobre todo, las centrales) y de tensión en las de esquina. Sin embargo, el incremento más importante se observó en las aceleraciones máximas de piso y azotea, que rebasaron a las consideradas en el diseño mediante análisis modales espectrales, lo tiene implicaciones importantes para su adecuado diseño sismorresistente, ya se debe revisar con detalle el tema de los contenidos sensibles a la aceleración y el impacto del incremento de estas aceleraciones en el comportamiento de los sistemas de piso.

AGRADECIMIENTOS

El segundo autor agradece la beca otorgada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt), que le permitió involucrarse en este proyecto de investigación en el desarrollo de su tesis de maestría en el Posgrado de Ingeniería Estructural de la UAM Azcapotzalco.

REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2011), *El mega sismo de Chile de 2010 y lecciones para Ecuador*, primera edición, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, Quito, Ecuador, marzo, ISBN-13: ISBN-978-9978-30-104-3.
2. Aguilar, H. A. (2018), "Respuesta torsional de edificios sísmicamente aislados en el Perú. comparación de métodos estáticos y dinámicos",

- Tesis de Maestría*, Escuela de Posgrado, Pontificia Universidad Católica de Perú, Lima, Perú, julio.
3. Almazán, J. L. y J. C. de la Llera (2003), "Accidental torsion due to overturning in normally symmetric structures isolated with the FPS", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 919-948.
 4. ASCE 7-16 (2016), *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
 5. Becker, T. C., S. Yamamoto, H. Hamaguchi, M. Higashino y M. Nakashima (2015), "Application of isolation to high-rise buildings: A Japanese design case study through a U.S. design code lens", *Earthquake Spectra*, Vol. 31, No. 3, pp. 1451-1470.
 6. Beltrán, L. M. y G. V. López (2022), "Análisis del comportamiento estructural mediante el uso de aisladores sísmicos y disipadores de energía en un edificio de estructura metálica, aplicando la norma NEC-15", *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
 7. Buckle, I. A. y R. Mayes (1990), "Seismic isolation: History, application and performance-A world review", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, pp. 161-201.
 8. Carmona, J. E. (2000), "Aisladores de base como alternativa en el análisis, el diseño y la construcción de un edificio para estacionamientos con estructura metálica", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
 9. Cerón, M. (2020), "Ubicación de zonas potenciales para la implementación de sistemas de amortiguamiento sísmico en zonas urbanas, caso de estudio zona metropolitana de Toluca", *Tesis de Maestría*, Facultad de Geografía, Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, México, noviembre.
 10. Chacón, C. (2018), "Eficiencia de respuesta sísmica de la infraestructura del hospital materno infantil de la ciudad de Juliaca, diseñado con aisladores de base considerando la flexibilidad del suelo", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Peruana Unión, Juliaca, Perú, diciembre.
 11. Chimbo, W. J. (2022), "Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos utilizando el programa ETABS", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
 12. Dorfmann, A. y S. L. Burtscher (2000), "Aspects of cavitation damage in seismic bearings", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 5, pp. 573-579.
 13. Escamilla, J. L. (2005), "Respuesta torsional de aisladores sísmicos debida a excentricidades de los centros de rigidez de la superestructura", *Tesis de Maestría*, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional, Unidad Zacatenco, México, abril.
 14. Esquivel, M. A. (2021), "Respuesta sísmica entre disipadores de energía y aisladores sísmicos para el desempeño estructural de una edificación de 9 niveles - ciudad de Puno, 2021", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad César Vallejo, Lima, Perú.

15. Fujita, T. (2005), "State of the Art on application of seismic isolation to civil and industrial structures in Japan", *Memorias, 9th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Control of Structures*, Kobe, Japón, Vol. I, pp. 1-22, mayo.
16. Garay, R. E. (2014), "Diseño basado en desempeño de sistemas de control de respuesta sísmica para puentes carreteros", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, noviembre.
17. García, G. (2017), "Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de concreto reforzado con y sin aislamiento sísmico en la base", *Tesis de Maestría*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, octubre.
18. Gent, A. N. y P. B. Lindley (1959), "Internal rupture of bonded rubber cylinders in tension", *Proceedings of the Royal Society A*; Vol. 249, No. 1257, pp. 195-205,
19. Godínez-Domínguez, E. A., A. Tena-Colunga, L. E. Pérez-Rocha, H. I. Archundia-Aranda, A. Gómez-Bernal, R. P. Ruíz-Tórres y J. L. Escamilla-Cruz (2021), "The September 7, 2017 Tehuantepec, Mexico, Earthquake: Damage assessment in masonry structures for housing", *International Journal of Disaster Risk Reduction*, Vol. 56, Paper 102123, pp. 1-31.
20. Gómez, L. A. A. (2000), "Efectos de torsión en estructuras aisladas sísmicamente en su base", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, diciembre.
21. González, S. (2020), "Análisis del comportamiento estructural y viabilidad económica del aislamiento sísmico de base en dos edificios de concreto reforzado ubicados en zona de actividad sísmica alta en Colombia. Estudios de caso: Clínica Villa Clemencia y edificio residencial Venetto", *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Manizales, Colombia.
22. Griffith, M. C., I. D. Aiken y J. M. Kelly (1990), "Displacement control and uplift restraint for base-isolated structures", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 4, pp. 1135-1148.
23. Gutiérrez, O. M. (2016), "Estudio comparativo para determinar la eficiencia y aplicabilidad de aisladores sísmicos de base y diagonales con amortiguadores, como sistemas de protección sísmica de edificios de acero en la ciudad de Quito", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, Ecuador.
24. Hernández, I. (2023), "Aislamiento sísmico en estructuras asimétricas para reducción de efecto de torsión", *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, México, febrero.
25. Hidalgo, C. A. (2021), "Respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado con aislamiento de base localizados en zonas altamente sísmicas de Michoacán", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, México, octubre.
26. Hino, J., S. Yoshitomi, M. Tsuji e I. Takewaki (2008), "Bound of aspect ratio of base-isolated buildings considering nonlinear tensile behavior of rubber bearing", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 30, No. 3, pp. 351-368.

27. Jiménez, J. G. (2018), "Aplicación de criterios de funcionalidad continua para el diseño sísmico de edificios irregulares de 5 plantas", *Tesis de Licenciatura*, Unidad Académica de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, Ecuador.
28. Juárez, R. (2021), "Comparativa de diseño estructural de edificios con aisladores sísmicos, un caso de estudio", *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, México, julio.
29. Kelly, J. M., M. C. Griffith e I. D. Aiken (1987), "A displacement control and uplift restraint device for base isolated structures", *Report No. UCB/EERC-87/03*, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley, abril.
30. Kelly, J. M. (1993), *Earthquake-resistant design with rubber*, primera edición, Springer-Verlang, Nueva York.
31. Kelly, J. M. y S. M. Thakirov (2007), "Tension buckling in multilayer elastomeric isolation bearings", *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, Vol. 2, No.8, pp. 1591-1605.
32. Kelly, J. M. y M. R. Marsico (2013), "Tension buckling in rubber bearings affected by cavitation", *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 656-663.
33. Komuro, T., Y. Nishikawa, Y. Kimura e Y. Isshiki (2005), "Development and realization of a base isolation system for high-rise buildings", *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 3, No. 2, pp. 233-239.
34. Lagos, P. N. (2022), "Estudio comparativo de la incidencia de la mampostería aislada y confinada en el comportamiento de edificios de estructura metálica de mediana altura", *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador.
35. Lasso, E. P. y F. A. Vázquez (2018), "Efectos de aislamiento de base elastoméricos en las aceleraciones de piso de una estructura para componentes no estructurales", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
36. Li, H.-N. y X. X. Wu (2006), "Limitations of height-to-width ratio for base-isolated buildings under earthquake", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 15, pp. 277-287.
37. Lucho, M. A. (2012), "Aislamiento elastomérico para el control de estructuras ubicadas en la costa de Guerrero", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, noviembre.
38. Mano, T. e I. Mangerig (2015), "Determination of tensile capacity of elastomeric bearings", *Structural Engineering International*, Vol. 25, No. 2, pp. 134-140.
39. Maquera, J. A. (2019), "Evaluación del comportamiento sísmico del Hospital Hipólito Unanue usando estructura de base fija y aisladores LRB y TPF", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Peruana Unión, Lima, Perú, diciembre.
40. Mayorga, J. E. (2004), "Análisis sísmico estructural de un edificio de tres niveles de mampostería en el Estado de Guerrero, empleando aisladores de base en la cimentación", *Tesis Profesional de Licenciatura*, Escuela Militar de Ingenieros, Universidad del Ejército y Fuerza Aérea, Secretaría de la Defensa Nacional, México, julio.

41. Mazza, F. y M. Mazza (2020), "Influence of elastomeric bearings in tension on the seismic performance of base-isolated R.C. buildings", *Applied Sciences*, Vol. 11, Artículo 82, pp. 1-19.
42. Melo, E. (2020), "Análisis de edificios altos con aislamiento de base", *Tesis de Especialización*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, febrero.
43. Meza, E. (2020), "Evaluación del desempeño sísmico de un edificio aislado con irregularidad torsional", *Tesis de Maestría*, Escuela de Posgrado, Pontificia Universidad Católica de Perú, Lima, Perú, diciembre.
44. Minchán, M. L. (2016), "Comparación de la respuesta sísmica de puentes viga – losa, con y sin aisladores sísmicos, en Cajamarca", *Tesis de Maestría*, Escuela de Postgrado, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
45. MOC-2015 (2015), *Manual de diseño de obras civiles. Capítulo C.1.3 Diseño por sismo. Comentarios*, Instituto de Investigaciones Eléctricas y Comisión Federal de Electricidad, México. ISBN 978-607-97036-0-8.
46. MOC-A (2017), *Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo C.1.2 Acciones*, Instituto de Investigaciones Eléctricas y Comisión Federal de Electricidad, México.
47. MOC-DEAB (2019), *Manual de diseño de obras civiles. Diseño de estructuras con aislamiento de base. Capítulo C.3.2. Sección C: Estructuras, Tema 3: Monitoreo y Control de Respuestas Estructurales*, Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Ingeniería, UNAM, México. ISBN 978-607-97036-1-5.
48. Morales, A. R. y J. A. Sinchiguano (2018), "Análisis comparativo del comportamiento estructural entre una edificación destinada a una vivienda de ocho, doce y dieciséis pisos, con sistemas de aislación y disipación de energía sísmica", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
49. Murià, D. y J. Ávila (2012), "Chapter 8: Buildings" en: *The Chilean Earthquake of February 27, 2010, $M_w=8.8$, Report of the Reconnaissance Team of the Institute of Engineering*, UNAM, primera edición, septiembre, ISBN: 978-607-02-5072-9, 231-331.
50. Naeim, F. y J. M. Kelly (1999), *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*, John Wiley & Sons, Chichester, UK.
51. Niño, J. A. (2023), "Nuevo enfoque de diseño sísmico para edificaciones en muros de concreto reforzado utilizando aislamiento en base", *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia.
52. NTCA-2017 (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero", *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, Ciudad de México, diciembre.
53. Pan, P., D. Zamfirescu, M. Nakashima, N. Nakayasu y H. Kashiwa (2005), "Base-isolation design practice in Japan: Introduction to the post-Kobe approach", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 1, pp. 147-171.
54. Parra, D. F. (2022), "Comportamiento sísmico de edificios esbeltos con aisladores de base desplantados en suelos firmes", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, enero.

55. Pérez, M. A. (2004), "Amplificación de los desplazamientos de aisladores de base por efectos bidireccionales", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, diciembre.
56. Pérez-Rocha, L. E., U. Mena, A. Tena y E. Mena (2015), "Espectros de diseño sísmico para la nueva versión del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE", *Memorias, XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, Guerrero, CDROM, Artículo III-26, pp. 1-19, noviembre.
57. Pond, T. J. (1995), "Cavitation in bonded natural rubber cylinders repeatedly loaded in tension", *Journal of Natural Rubber Research*, Vol. 10, No. 1, pp. 14-25.
58. Príncipe, O. C. (2021), "Análisis sísmico de una estructura aporticada de 3, 5 y 7 niveles con disipador de energía y aislador sísmico, Ancash, 2021", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad César Vallejo, Lima, Perú.
59. PRODISIS (2015), Versión 4.1. Disponible en línea en el sitio URL <https://nube.ineel.mx/index.php/s/Y1cnnneABnjlSyn>.
60. Quiroz, J. M. S. (2010), "Coeficiente de fricción óptimo para el diseño de estructuras aisladas ubicadas en la costa de Guerrero", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, enero.
61. Quiroz, A. N. (2020a), "Sistema de aislamiento sísmico y su influencia en la respuesta dinámica de una edificación hospitalaria de tipo 2 – Nuevo Chimbote - 2020", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad César Vallejo, Chimbote, Perú.
62. Quiroz, L. L. (2020b), "Análisis comparativo de la respuesta estructural de un edificio de concreto armado con disipador de energía y con aislador sísmico, Lima – 2020", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad César Vallejo, Lima, Perú.
63. Rodríguez, M. A. (2003), "Análisis estadístico de la respuesta sísmica de un puente con aisladores", *Tesis de Maestría*, DEPI, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
64. Roussis, P. C. y M. C. Constantinou (2006), "Uplift-restraining friction pendulum seismic isolation system", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 5, pp. 577-593.
65. Ryan, K. L. y A. K. Chopra (2006), "Estimating seismic demands for isolation bearings with building overturning effects", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 7, pp. 1118-1128.
66. Sabogal, G. A. y G. A. Barbosa (2021), "Comparación de la respuesta dinámica de la estructura de una vivienda de desarrollo progresivo de dos pisos con aislación sísmica en la ciudad de Bogotá", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.
67. Seguín, C. E. (2007), "Torsión en sistemas aislados sísmicamente con dispositivos elastoméricos", *Tesis Doctoral*, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, diciembre.
68. Shen, C., P. Tan, J. Cui, Y. Ma y X. Huang (2016), "Critical tension–shear load of elastomeric seismic isolators: An experimental perspective", *Engineering Structures*, Vol. 121, pp. 42-51.

69. Shen, C.-Y., Y.-Y. Chen, X.-Y. Huang, P. Tan y Y.-H. Ma (2019), "Numerical and experimental modeling of a new anti-tension equipment for high-rise isolation buildings", *Engineering Structures*, Vol. 179, pp. 129-138.
70. Takaoka, E., Y. Takenaka y A. Nimura (2011), "Shaking table test and analysis method on ultimate behavior of slender base-isolated structure supported by laminated rubber bearings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40, pp. 551-570.
71. Takayama, M., K. Oka y R. Kato (2004), "The tensile tests of natural rubber bearings focused on the effect of the steel flange plates", *Memorias, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, Paper No. 311, August.
72. Tena, A. (2017), "Diseño sísmico simplificado de estructuras con muros de mampostería aisladas sísmicamente", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 22, No. 1, pp. 1-33.
73. Tena, A. y H. Hernández (2017), "Diseño sísmico resiliente de marcos dúctiles de acero con fusibles estructurales", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 22, No. 4, pp. 421-457.
74. Tena, A. (2020), "Transitando del diseño sísmico para prevención de colapso hacia el diseño sísmico resiliente", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 25, No. 4, pp. 521-560.
75. Torres, R., J. De Paz y C. Del Cid (2021), "Supresión y/o reducción de la torsión en edificios con plantas irregulares mediante la incorporación de aisladores de base", *Memorias, Segundo Congreso Nacional de Ingenierías Sísmica y Geotécnica*, Guatemala, Guatemala, Vol. 1, pp. 129-150, septiembre, ISBN: 978-99939-33-19-9.
76. Ubando, O. (2010), "Incorporación de aisladores de base elastómeros para un edificio de mampostería con periodo de vibración corto", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, marzo.
77. Wagner, D. (2017), "Aislamiento sísmico en edificios prefabricados en la zona de transición de la Ciudad de México", *Tesis de Maestría*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, marzo.
78. Xu, H., W. He, W. Liu, K. Ye y C. Ren (2021), "Shaking table test and investigation of rocking effect in a high-rise isolated structure", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, Vol. 174, No. 8, pp. 637-654.
79. Zhou, Y., P. Chen, X. L. Xu y X. H. Li (2017), "A tension-resistant device in base isolation", *Memorias, 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, Artículo No. 3033, pp. 1-12, enero.
80. Zúñiga, O. (2013), "Metodología de diseño sísmico de sistemas de aislamiento de base mediante el control del daño en contenidos", *Tesis de Doctorado*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, agosto.