

Desempeño Sísmico de Edificios de Concreto Reforzado Estructurados a Base de Marcos Resistentes a Momento y Contravientos Restringsidos al Pandeo

Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings Structured with Moment-Resistant Frames and Buckling-Restrained Braces

Félix Soto, A.¹ , Reyes Salazar, A.² , Santos Amador, O.¹, Llanes Tizoc, M.D.² , Trasviña Soberanes, J.D.¹, Valenzuela-Beltrán, F.^{2*} 
(*fvalenzuelab@uas.edu.mx)

Recibido: 21-01-2025 Aceptado: 26-03-2025

RESUMEN

Esta investigación tiene como propósito evaluar el desempeño sísmico de edificios de concreto reforzado ubicados en suelo blando de la Ciudad de México, en términos de las pérdidas económicas esperadas. Los modelos son a base de marcos resistentes a momento y alternativamente se utilizarán sistemas disipadores de energía, en este caso contravientos restringidos al pandeo. Se realizan análisis dinámicos no lineales para diferentes niveles de intensidad sísmica con el objetivo de obtener parámetros de respuesta estructural como distorsiones de entrepiso y aceleraciones de piso. Por último, se

evaluará el desempeño sísmico de los edificios mediante el uso de la segunda generación de metodologías de diseño sísmico basado en desempeño del FEMA P-58, para obtener resultados en términos de pérdidas anuales esperadas (EAL) y realizar un análisis de costo-beneficio para identificar las mejores opciones de diseño.

Palabras clave: Contraviento Restringsido al Pandeo, Diseño Sísmico Basado en Desempeño, Pérdidas Anuales Esperadas, Costo de Ciclo de Vida.

ABSTRACT

This research aims to evaluate the seismic performance of reinforced concrete buildings located on soft soil in Mexico City, in terms of expected economic losses. The models are based on moment-

resisting frames and alternatively, energy dissipation systems will be used, in this case buckling-restrained braces. Nonlinear dynamic analyses are performed for different levels of seismic intensity to

¹Estudiante de posgrado, Facultad de Ingeniería Culiacán, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México.

²Profesor, Facultad de Ingeniería Culiacán, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México.



obtain structural response parameters such as inter-story drifts and floor accelerations. Finally, the seismic performance of the buildings will be evaluated using the second generation of FEMA P-58 performance-based seismic design methodologies, to obtain results in terms of expected annual losses

(EAL) and perform a cost-benefit analysis to identify the best design options.

Keywords: Buckling Restrained-Braces (BRBt's), Performance-Based Seismic Design, Expected Annual Losses, Lifecycle Cost.

INTRODUCCIÓN

Los sismos son fenómenos naturales que históricamente han provocado cuantiosos daños materiales y de pérdidas de vidas humanas en diversas partes del mundo, Ciudad de México 1985 y 2017. Es por ello por lo que la gran mayoría de los manuales y códigos de construcción proveen lineamientos para la consideración del riesgo sísmico en el diseño de las estructuras. La mayoría de los códigos de construcción tienen el objetivo primordial de brindar seguridad, esto tomando como meta que las estructuras cumplan con un determinado límite de distorsiones permisibles indicados en cada código de construcción. Sin embargo, aunque el enfoque de diseño actual sigue teniendo como prioridad evitar que las estructuras sufran grandes daños o colapso estructural ante un espectro sísmico de diseño, lo cual en la mayoría de los casos presenta resultados adecuados, aún existen una gran cantidad de incertidumbre al momento del diseño y evaluación del comportamiento de estructuras sismo resistentes. Debido a esto, además del enfoque tradicional de diseño, se han ido tomando en consideración otros parámetros de interés (pérdidas económicas, tiempos de reparación, pérdida de vidas, impacto ambiental), los cuales están tomando cada vez más relevancia en los enfoques de diseño actuales.

En años recientes, la ingeniería ha desarrollado diversas herramientas innovadoras con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras. Uno de los principales avances fue el desarrollo de la metodología del Desempeño Sísmico Basado en Desempeño, o mejor conocido como PBSB (por sus siglas en inglés Performance-Based Seismic Design). Este método se puede definir como la práctica de diseñar estructuras con la expectativa de que estas cumplan con cierto nivel de desempeño cuando son sometidas a movimientos sísmicos. Esta metodología tuvo sus orígenes en los años 70's, debido al sismo de San Fernando 1971. Uno de los principales avances de este método de diseño surgió a mediados de los 90's con la publicación del FEMA 273 y FEMA 274 en donde se establecieron formalmente estados de desempeño o estados límites que no debían de ser excedidos, estos se encuentran asociados a umbrales de demandas de fuerzas y deformaciones (Figura 1).

En el inicio de los códigos o reglamentos de construcción, estos tenían como objetivo evitar que la estructura colapsara ante un determinado nivel de intensidad sísmica. En la actualidad, este enfoque se continúa siendo el parámetro principal para considerar, sin embargo, algunos reglamentos actuales consideran nuevas filosofías como la de diseño sísmico basado en desempeño (NTC-2023, FEMA P58, ASCE 7/16), y solo unos pocos toman en consideración otros parámetros de interés (pérdidas de vidas, pérdidas económicas, interrupción de actividades de la edificación, entre otros). Después de la publicación de la primera generación de metodología de diseño basado en desempeño, se comenzó a trabajar en una nueva metodología que tomara en cuenta los indicadores mencionados anteriormente, por lo cual el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER) desarrolló una metodología que toma en consideración diversos parámetros que la anterior no tomaba en cuenta, como la incertidumbre en la intensidad

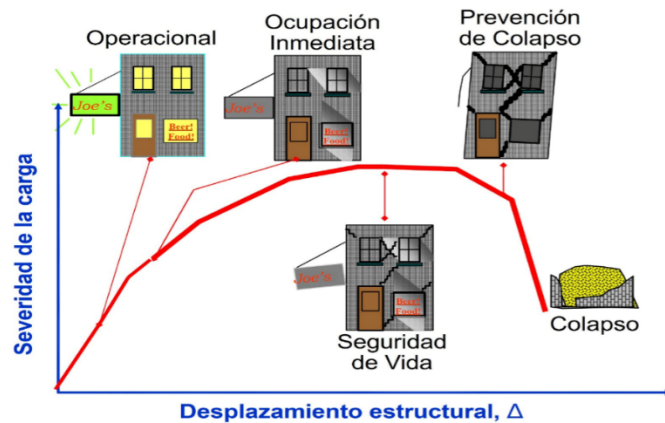


Figura 1: Estados límites propuestos en la primera generación de metodologías de diseño por desempeño.

sísmica, la respuesta estructural, el daño que sufren los componentes dentro de la estructura, entre otros. En el 2012 y 2018, el FEMA publicó una actualización de la primera generación de diseño por desempeño bajo el nombre de “Nueva Generación de Metodologías de Diseño por Desempeño”. En esta metodología se toman en consideración diversos parámetros de gran importancia al momento de realizar la propuesta estructural de una edificación, como lo son pérdidas económicas, tiempos de reparación, pérdida de vidas, etc. En la actualidad, diversos estudios han sido realizados con esta nueva metodología, algunos proponiendo métodos para su implementación en la práctica [1,2]; otros han evaluado el desempeño sísmico de edificios en diferentes países [3–5]. En México se han realizado estudios aplicando esta metodología tanto para rehabilitación como para estructuras nuevas, con diferentes sistemas estructurales [6,7].

En años recientes, la sociedad a nivel global ha sufrido grandes daños y pérdidas considerables debido a la actividad sísmica, con sismos como el de Kobe, Japón (1995), Loma Prieta, USA (1984), Japón (2011), y México es uno de los países que más se ha visto afectado, esto debido a los sismos del 19 de septiembre de 1985, el cual, según algunas organizaciones reportan que provocó alrededor de 20,000 pérdidas de vidas y daños económicos estimados en 8,000 mdd [8], y años más tarde el sismo del 19 de septiembre de 2017, el cual provocó pérdidas cercanas a los 1,500 mdd. Debido a los grandes daños que históricamente han sufrido los edificios debido a cargas laterales por sismo, lo cual, en algunas ocasiones, debido a la dificultad en su reparación, incurre en grandes costos económicos, ha surgido el interés en desarrollar estructuras que presenten un mejor comportamiento sísmico, incrementando su rigidez y ductilidad de una manera práctica y económica. Recientemente, uno de los sistemas disipadores de energía más estudiados y que está tomando auge son los contravientos restringidos al pandeo (CRP) debido a su gran efectividad al momento de disipar energía sísmica. Generalmente, estos están compuestos de un núcleo de acero y una carcasa (que por lo general es un perfil de acero hueco relleno de mortero), lo que permite un comportamiento histérico sumamente estable. Algunos estudios han evaluado la confiabilidad estructural de edificios con CRP [9], mientras que otros han evaluado el desempeño sísmico de este sistema estructural [10]. A diferencia de los contravientos tradicionales, los CRP presentan un comportamiento más estable ante cargas cíclicas que los contravientos tradicionales, como se muestra en

la Figura 2.

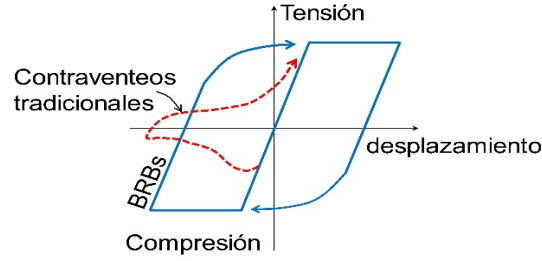


Figura 2: *Comportamiento cíclico de contraviento restringido al pandeo vs. contraviento tradicional.*

En países como Estados Unidos y Japón, los contravientos restringidos al pandeo son sistemas comunes para aumentar la rigidez estructural y disipar energía, debido a su buen desempeño tanto estructural como económico. En México, ha crecido el interés por implementar estos sistemas en estructuras. Este estudio evaluará el desempeño sísmico de edificios ubicados en suelo blando de la Ciudad de México con geometrías similares, pero distintos sistemas estructurales (marcos resistentes a momento y sistemas duales con CRP). La evaluación se enfocará en pérdidas económicas esperadas y costos de ciclo de vida para identificar ventajas y desventajas. Los edificios serán diseñados según las NTCS-2020 [11], seleccionando registros sísmicos representativos para realizar análisis dinámicos no lineales. Los parámetros de demanda estructural (EDP) se procesarán en el software PACT [12], siguiendo la metodología del FEMA P-58 y las pérdidas económicas se convertirán a costos locales mediante un método racional. Finalmente, se calcularán las pérdidas anuales esperadas (EAL) y los costos de ciclo de vida, parámetros clave para decisiones en proyectos.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para esta investigación, se utilizó la segunda generación de la metodología PBSD, esta deriva de estudios anteriores [13] y fue desarrollada por el Centro de Investigación sobre Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER). Esta nueva metodología hace uso del teorema de probabilidad total para estimar el desempeño sísmico de una estructura en términos de una tasa media anual de excedencia de ciertos parámetros de desempeño $\lambda(PM)$, como pueden ser costos y tiempos de reparación, pérdida de vidas e impacto ambiental. La Ec. (1) describe este procedimiento:

$$(PM) = \iiint G(PM | DS) dG(DS | EDP) dG(EDP | IM) d\lambda(IM) \quad (1)$$

donde $\lambda(PM)$ representa un parámetro de desempeño, en este caso será el costo por reparación asociado a la ocurrencia de un determinado estado de daño (DS), EDP es un parámetro de demanda estructural, como pueden ser distorsiones de entrepiso, aceleraciones de piso o velocidades de piso, asociadas a un determinado nivel de intensidad sísmica (IM), para representar este parámetro se pueden utilizar diversas

medidas de intensidad, como por ejemplo; aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura $S_a(T_1)$ [14], aceleración espectral promedio $S_{a,avg}$, entre otras, para este caso, la medida de intensidad sísmica utilizada fue $S_a(T_1)$. La metodología de esta generación de PBSD se puede resumir en cuatro funciones para determinar el desempeño sísmico de cualquier estructura; G (PMIDS) representa una función de consecuencia, la cual en este caso expresa los costos de reparación para un determinado estado de daño, G (DSIEDP) es una función de fragilidad estructural la cual define un estado de daño del edificio para un parámetro de demanda estructural determinado, G (EDPIIM) representa una distribución de las demandas estructurales para un determinado nivel de intensidad sísmica, por último, (IM) representa la curva de peligro sísmico para la medidas de intensidad utilizadas asociadas al sitio donde se encuentra localizada la estructura. En la Figura 3 se muestra el esquema de las etapas necesarias para estimar el desempeño sísmico.

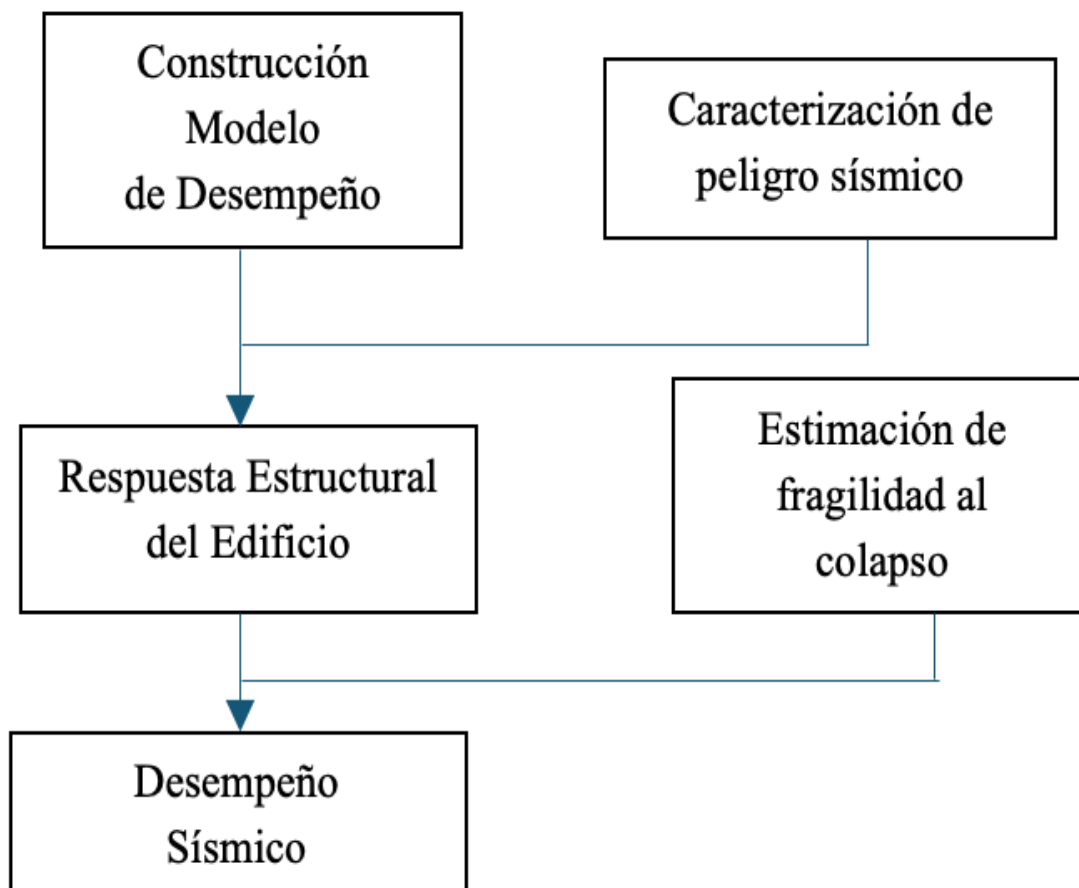


Figura 3: Diagrama para la evaluación de desempeño sísmico de acuerdo a la metodología del FEMA P-58.

La etapa inicial del proceso es la construcción de un modelo de desempeño sísmico en el software PACT, para esto se deben incluir todas las características del edificio, como tipo de ocupación, geometría,

costo inicial de construcción, costo de reemplazo, el umbral de pérdidas total (TLT), componentes tanto estructurales como no estructurales del edificio, entre otros. El FEMA P-58 provee algunas herramientas electrónicas que facilitan la determinación de componentes de la estructura. El análisis del peligro sísmico requiere seleccionar registros sísmicos representativos del sitio, los cuales se escalan para realizar análisis dinámicos incrementales (IDA) congruentes con el espectro objetivo de la zona. El FEMA P-58, mediante su herramienta PACT, permite evaluar el desempeño sísmico basado en intensidad, escenario o tiempo, siendo este último útil para análisis costo-beneficio. En este estudio, se utilizaron análisis basados en intensidad y tiempo, empleando registros sísmicos recomendados por el FEMA P-58. La respuesta estructural se obtuvo mediante análisis no lineales, considerando niveles de intensidad hasta el colapso. Para manejar incertidumbres, se utilizó el método Monte Carlo, que permite estimar daños y pérdidas económicas asociadas mediante curvas de fragilidad, relacionando daños con costos de restauración. Los resultados se discutirán en detalle en secciones posteriores.

Características generales de los modelos

Se diseñaron dos edificios de concreto reforzado (CR), el primero a base de un sistema estructural tradicional de marcos resistentes a momento (MRM) y, el segundo, equipado con contravientos restringidos al pandeo (CRP). Ambos modelos tienen una geometría de 10 niveles con una altura de entrepiso de 3.5 m, 3 crujeías en dirección “X” y 4 crujeías en dirección “Y” con claros de 7 metros en ambas direcciones. Los dos edificios fueron diseñados considerando un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ y para una ocupación de tipo habitacional. En la Figura 4 se muestra la geometría en planta y elevación de los modelos estudiados.

Las distorsiones máximas de entrepiso para prevención de colapso indicadas en las NTCS-2020 son de 0.03 y 0.02, para sistemas estructurales a base de MRM y sistemas duales (SD) con CRP, respectivamente. Las características principales de los edificios se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Características principales de los edificios.

Modelo	Tipo de suelo	Abreviatura	T_1	Intensidad Diseño (g)	Distorsión límite NTCS-2020	Peso (ton)
Modelo 1	Blando	M-MRSS	1.61	1.2	0.03	4261.5
Modelo 2	Blando	M-SDSS	1.09	0.71	0.02	3524.7

Diseño estructural de los edificios

Los edificios fueron diseñados siguiendo los lineamientos de las NTCS-2020. Para realizar esto se utilizó el software ETABS[15]. A continuación, se muestra el perfil de distorsiones del edificio M-MRSS. En este tipo de sistema estructural, para una ductilidad de $Q=4$, se establece una distorsión máxima permisible de 0.03. Para el modelo equipado con CRP se realizó un diseño similar al anterior, en lo que respecta a que se debe de cumplir con un cierto umbral de distorsiones permisibles, el cual para un sistema equipado con contravientos restringidos al pandeo es de 0.02. Para poder realizar un diseño respecto

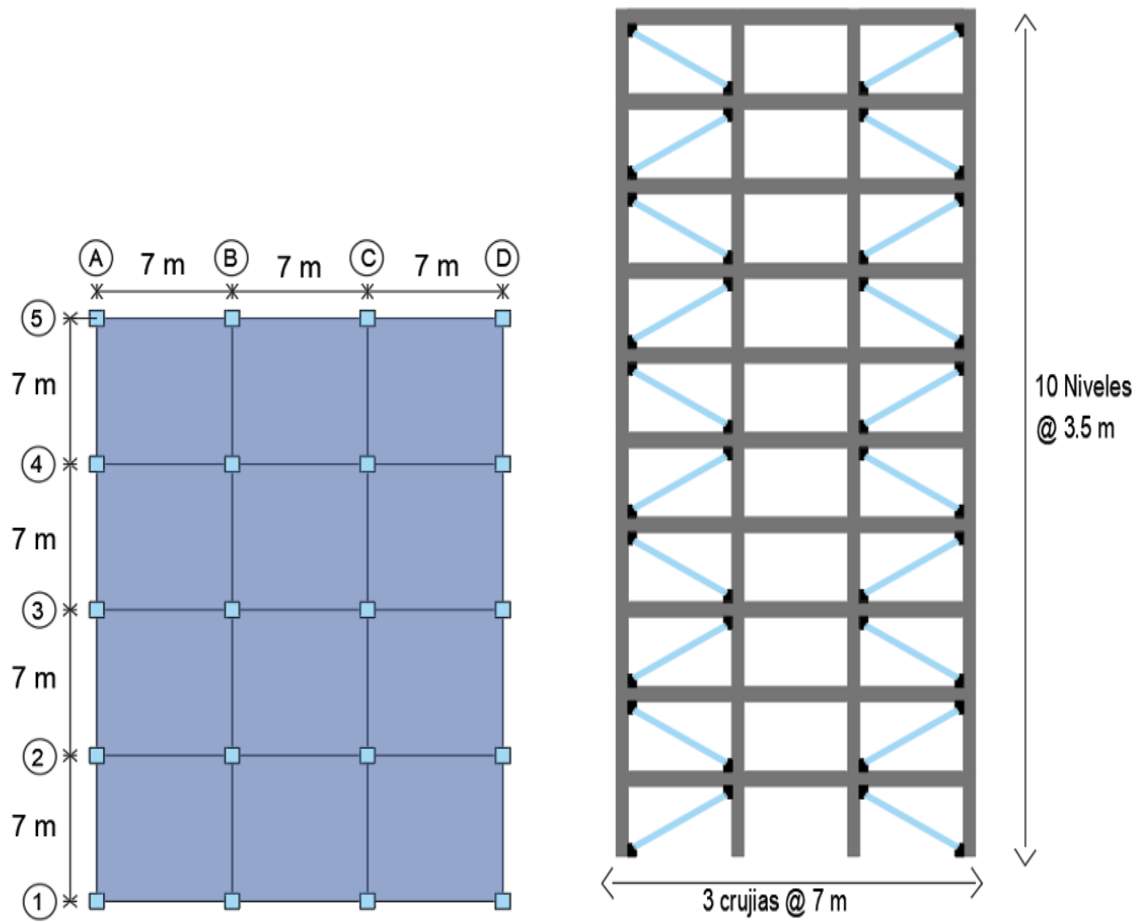


Figura 4: Vista en planta y elevación de los edificios.

a la normativa de las NTCS-2020, en su sección 4.2.1, se menciona que el sistema primario (columnas y vigas) debe de soportar por lo menos un 30 % del cortante de entrepiso que el sismo provoque en la estructura, mientras que el sistema secundario, en este caso los contravientos restringidos al pandeo, deben de ser capaces de resistir el porcentaje de cortante restante. En la Figura 5 se observan los perfiles de distorsiones de los modelos, en el cual los dos cumplen con las distorsiones establecidas en la normativa. En la Tabla 2 se presentan las dimensiones de los elementos estructurales de los modelos.

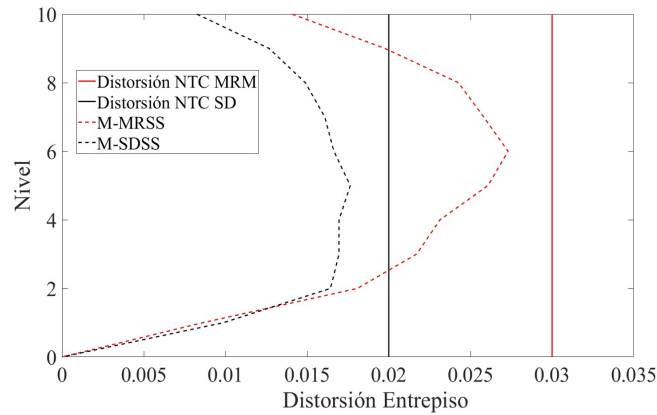


Figura 5: Perfil de distorsiones de los modelos diseñados.

Tabla 2: Dimensiones de las secciones estructurales, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Modelo	Niveles	Vigas		Columnas		CRP Área
		Sección (cm)	Área acero	Sección (cm)	Área acero	Núcleo (cm ²)
1	1–4	70 x 40	9 var $\Phi 6$	90 x 90	18 var $\Phi 8$	–
	5–7	60 x 35	8 var $\Phi 6$	80 x 80	14 var $\Phi 8$	–
	8–10	55 x 30	6 var $\Phi 6$	70 x 70	12 var $\Phi 8$	–
2	1–4	50 x 25	5 var $\Phi 6$	70 x 70	10 var $\Phi 8$	28.45
	5–7	45 x 25	5 var $\Phi 6$	65 x 65	10 var $\Phi 8$	22.75
	8–10	40 x 25	5 var $\Phi 6$	60 x 60	8 var $\Phi 8$	17.06

Para la distribución de los CRP se definió un arreglo lo más simétrico posible, esto para evitar problemas de torsión que se pudieran presentar en la estructura. Para los primeros 4 niveles se utilizaron CRP con una fuerza de diseño (F_d) de 100 ton, en los niveles 5 y 6 de 80 ton, en los niveles 7 y 8 de 60 ton y en los últimos dos niveles de 40 ton, esta distribución se utilizó para ambos sentidos “X” y “Y”. Estas fuerzas de diseño de los contravientos están directamente asociadas al cortante de entrepiso restante (máximo 70 %) que requiere el sistema primario para cumplir con las distorsiones de entrepiso máximas. Una de las principales ventajas que tienen este tipo de disipadores de energía es que se les considera

como elementos sacrificables, es decir, se busca que estos sean los primeros elementos en fallar en el sistema estructural, cumpliendo así con el método de falla de columna fuerte -viga débil– contraviento aún más débil, esto debido principalmente a la practicidad de ser reemplazados en poco tiempo cuando sufren daños significativos.

Caracterización del peligro sísmico

Para determinar el desempeño sísmico basado en el tiempo, se realizan análisis dinámicos no lineales utilizando registros sísmicos representativos del sitio. Según el FEMA P-58, la medida de intensidad sísmica utilizada es la pseudoaceleración $S_a(T_1)$. Este estándar recomienda al menos 7 pares de registros, mientras que las NTCS-2020 sugieren 12 pares para suelos con periodos mayores a 1 s. En esta investigación, se emplearon 20 pares con espectros similares al espectro objetivo (EPU), obtenido del programa SASID de acuerdo con las NTCS-2020, considerando un rango de periodos de $0.2 T_1$ a $2 T_1$ para incluir la pérdida de rigidez y modos superiores. Los registros se obtuvieron de la base de datos de CIREs y del Instituto de Ingeniería UNAM, y están asociados a eventos de subducción, con magnitudes de momento (M_w) mayores de 6 y distancias epicentrales cercanas a 300km a la estructura. Los registros seleccionados fueron escalados para diferentes intensidades utilizando la pseudoaceleración $S_a(T)$ como referencia y la Ec. (2) [11]:

$$S_a(T) = \sqrt{S_{aEW}(T) \times S_{aNS}(T)} \quad (2)$$

Donde $S_{aEW}(T)$ y $S_{aNS}(T)$ representan las pseudo-aceleraciones para un determinado periodo en la componente EW y NS respectivamente. En la Figura 6 se muestran los registros sísmicos seleccionados para el modelo M-MRSS, así como también se muestran el 16th, 50th y 84th percentil. Se puede apreciar la coincidencia en pseudo-aceleración de los espectros de respuesta seleccionados con el EPU en el T_1 (1.61 s), a su vez, estos cuentan con formas espectrales similares. De la misma manera se seleccionaron los registros sísmicos del modelo M-SDSS.

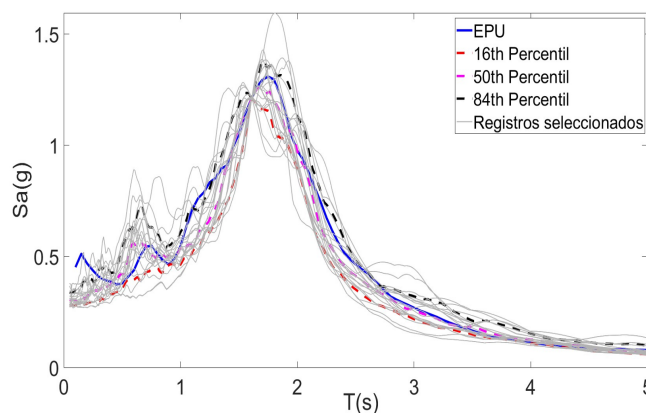


Figura 6: Registros sísmicos seleccionados para el modelo M-MRSS ($T_1 = 1.61$ seg).

Modelación no lineal

Para evaluar el desempeño sísmico de una estructura, primero se obtienen sus respuestas estructurales mediante análisis dinámicos incrementales no lineales (IDA) [16] realizados en OpenSees [17]. Se utilizó un amortiguamiento de Rayleigh del 5 %, el método de solución de Newmark y elementos tipo fibra basados en formulaciones fuerza-deformación. Para los elementos de concreto (columnas y vigas) utilizó el material `concrete 02z` para el acero de refuerzo se utilizó el material “steel 02”, así como también el modelo de Mander para representar el comportamiento no lineal del concreto. Las secciones transversales (columnas y vigas) se modelaron con elementos `forceBeamColumn` usando 5 puntos de integración Gauss-Lobatto, mientras que el número de fibras se definió según estudios existentes en la literatura para equilibrar precisión y eficiencia computacional. Para representar el acero de los CRP se usó “steel MPF” por su representación precisa del comportamiento no lineal de estos elementos. Para representar de una manera adecuada el comportamiento de los CRP, se utilizaron elementos `forceBeamColumn` tanto en las conexiones como para el núcleo del CRP. Para el acero del núcleo se utilizó el material “steel MPF”, ya que este nos permite definir la resistencia del material tanto a tensión como a compresión, la cual en este caso será la misma, ya que de esta manera se considera el aporte del confinamiento de la carcasa rellena con mortero, la cual es evitar que la sección transversal del núcleo del CRP presente pandeo local a compresión antes de alcanzar su resistencia de fluencia. Los CRP se dividieron en tres partes a lo largo de su eje, asignando un área de acero mayor en las conexiones elásticas (relación 4:1) para garantizar su correcto comportamiento, como se muestra en la Figura 7.

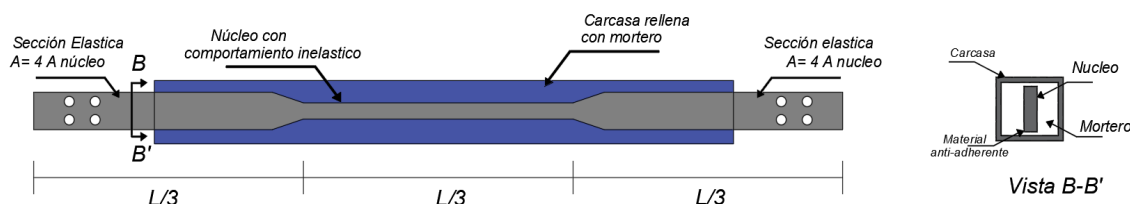


Figura 7: Esquema del modelado del CRP.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Parámetros de demanda estructural

Se realizaron análisis dinámicos no lineales en OpenSees con 20 pares de registros sísmicos a diferentes niveles de intensidad para cada modelo. Los resultados se expresaron como demandas estructurales (EDP): distorsiones entrepiso, distorsiones residuales y aceleraciones de piso, necesarias para el software PACT. Esto permite estimar el daño en componentes estructurales y no estructurales, así como las pérdidas económicas asociadas. La Figura 8 muestra las distorsiones de entrepiso obtenidas, destacando con un círculo rojo el punto de colapso estructural.

Las Figuras 8a y 8b muestran las distorsiones de entrepiso para diferentes niveles de intensidad sísmica. Para intensidades bajas ($S_a < 0.3$ g), el modelo M-SDSS tiene mejor desempeño que el modelo M-MRSS, ya que los CRP aún operan dentro de su capacidad de diseño. A intensidades superiores a 0.3

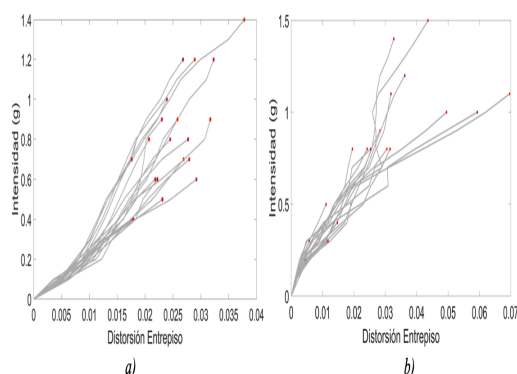


Figura 8: IDA's de distorsiones de entrepiso a) M-MRSS, b) M-SDSS.

g, los CRP entran en fluencia, aumentando las distorsiones, y a más de 0.6 g fallan, dejando al sistema de marcos soportar las cargas. El modelo M-SDSS muestra distorsiones más pronunciadas tras el fallo de los contravientos, debido a sus elementos estructurales más pequeños. La Figura 9 muestra que las aceleraciones de piso (PFA) alcanzan máximos en los niveles superiores, especialmente en la azotea. El modelo M-SDSS presenta aceleraciones ligeramente mayores que el M-MRSS debido a su menor periodo fundamental, que lo acerca más a la zona espectral sensible a aceleraciones. Es importante mencionar que para esta investigación las distorsiones residuales no se discuten explícitamente por razones de extensión del documento, sin embargo, fueron calculadas para todos los casos y se incorporaron a los correspondientes modelos de desempeño de cada modelo, pues son un parámetro de relevancia al momento de estimar las pérdidas económicas esperadas.

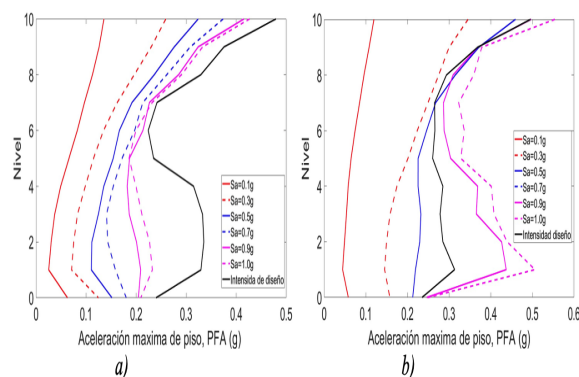


Figura 9: Distribución en altura de las aceleraciones de piso a) M-MRSS, b) M-SDSS.

Las Figuras 10 y 11 confirman la efectividad de los CRP, cuyos ciclos histeréticos muestran buena estabilidad bajo tensión y compresión.

Fragilidad al colapso

El colapso estructural está relacionado con la pérdida de resistencia vertical de una estructura, lo cual

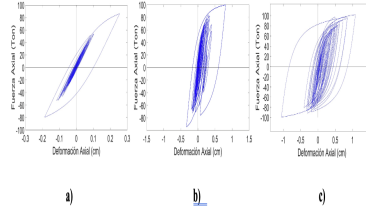


Figura 10: *Comportamiento histerético de un CRP $F_d = 100$ ton para intensidades a) 0.3 g, b) 0.5 g, c) 0.9 g.*

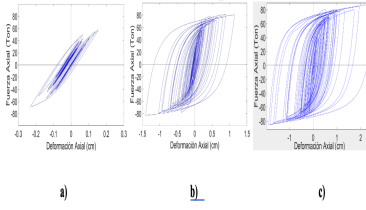


Figura 11: *Comportamiento histerético de un CRP $F_d = 80$ ton para intensidades d) 0.3 g, e) 0.5 g, f) 0.9 g.*

por lo general ocurre cuando se presentan distorsiones de entrepiso excesivas o se genera una inestabilidad debido a la pérdida de rigidez lateral. Para determinar el colapso estructural existen diversos criterios, como: a) cuando se alcanza un cierto nivel de intensidad sísmica, b) cuando la estructura alcanza un cierto umbral de distorsión de entrepiso, c) cuando la pendiente post-fluencia es menor en cierto porcentaje en comparación a la pendiente elástica, d) cuando el análisis falla en la convergencia hacia un resultado. Para este estudio se utilizó este último criterio de falla. Pueden presentarse diversos tipos de colapso, ya sea colapso parcial o total, y esto tiene grandes implicaciones tanto en pérdida de vidas como en pérdidas económicas. La fragilidad al colapso se puede definir como la probabilidad de que una estructura colapse debido a un determinado nivel de intensidad sísmica, y esta por lo general se expresa por medio de la mediana de intensidad y su correspondiente dispersión (σ) asociadas al colapso, las cuales son parámetros que resultan del ajuste a una distribución del tipo log-normal.

Para poder obtener la curva de fragilidad al colapso, se llevaron a cabo una gran cantidad de análisis dinámicos incrementales (IDA). La probabilidad de colapso se obtuvo mediante la Ec. (3), para diversos niveles de intensidad sísmica, S_a .

$$P(C | S_a) = \frac{nc}{N} \quad (3)$$

Donde $P(C | S_a)$ representa la probabilidad de colapso para un determinado nivel de intensidad, nc es el número de análisis para el cual ocurrió colapso para una intensidad S_a , y N es el número de análisis realizados para la misma intensidad sísmica. En la Figura 12, se pueden observar las curvas de fragilidad al colapso obtenidas para los modelos estudiados utilizando una herramienta que proporciona el FEMA P-58. Estas curvas reflejan que, conforme el nivel de intensidad sísmica aumenta, la probabilidad de que la estructura colapse también incrementa, por ejemplo, para una intensidad (S_a) de 0.5g el modelo

M-MRSS tiene una probabilidad de colapso de alrededor de 5 % y para el modelo M-SDSS es de 20 %, mientras que para una intensidad de 1.5g son cercanas a 95 % y 80 % respectivamente. Este tipo de curvas son útiles para relacionar diferentes niveles de intensidad de interés con la probabilidad condicional de colapso de cada estructura. Además, dicha probabilidad es necesaria para la estimación de las pérdidas económicas esperadas de acuerdo con la metodología del FEMA P-58.

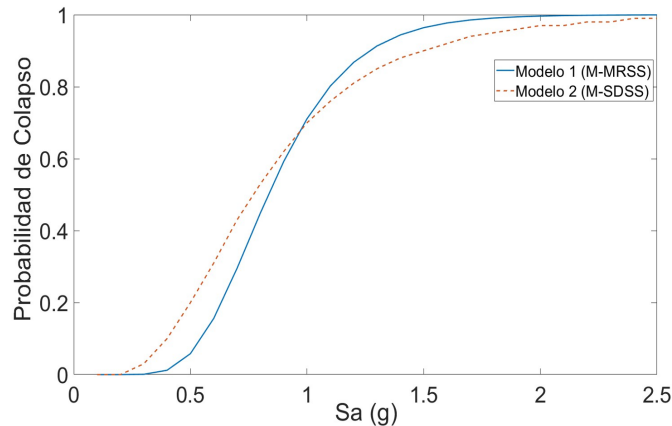


Figura 12: *Curvas de fragilidad al colapso de los modelos.*

Peligro sísmico

En este estudio se realizaron análisis de desempeño sísmico basado en el tiempo, en el cual se consideran todos los niveles de intensidad sísmica que pudieran presentarse durante la vida útil de la estructura, para esto se realiza un proceso de integración de las pérdidas económicas esperadas para cada nivel de intensidad relacionadas con una curva de peligro sísmico. La Figura 13 presenta las curvas de peligro utilizadas para suelo blando de la Ciudad de México. Una curva de peligro sísmico es característica de una localización y de un determinado tipo de suelo, esto relaciona un valor de pseudo-aceleración (S_a) con una probabilidad anual media de excedencia (MAF), por ejemplo, para una $S_a = 0.2g$, la MAF es de 0.137 para el modelo M-MRSS. Las curvas de peligro sísmico se obtienen aplicando un análisis de peligro sísmico probabilístico (PSHA, por sus siglas en inglés), del cual se pueden conocer más detalles en Baker et al. [18].

Desempeño sísmico

El software PACT estima las pérdidas por reparación utilizando resultados estructurales de los IDA y curvas de fragilidad para componentes estructurales y no estructurales, indicando costos y tiempos de reparación según el daño. Con el método Montecarlo, genera múltiples realizaciones para diferentes intensidades sísmicas, asociando cada una a un nivel de desempeño. Este estudio analiza las pérdidas por reparación, excluyendo costos por daños humanos o pérdida de vidas. Para calcular los costos anuales de reparación, se realizó un análisis basado en el tiempo, integrando pérdidas esperadas por intensidad sísmica con la curva de peligro del sitio. Los costos iniciales de construcción (Co) se obtuvieron del Construction Market Survey 2022 [19], y el costo de reemplazo (CR) se estimó como 1.2 Co , conside-

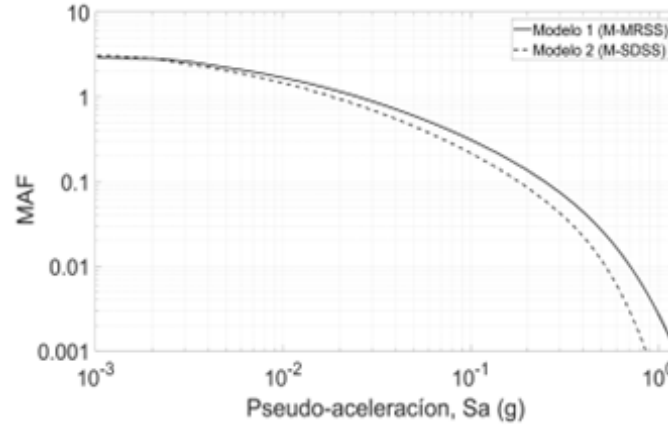


Figura 13: Curvas de peligro sísmico suelo blando para la Ciudad de México.

rando demolición y escombros. Los costos del PACT se ajustaron para Ciudad de México mediante una conversión racional [20] usando la ecuación Ec. (4).

$$\text{Costo de Reparación} = C_{\text{repair,USA}} \cdot [(1 - f_{\text{lab}}) \cdot r_{\text{mat}} + f_{\text{lab}} \cdot r_{\text{lab}}] \quad (4)$$

donde $C_{\text{repair,USA}}$ representa los costos de reparación que utiliza el pact en USA; f_{lab} representa el factor de porcentaje del costo de mano de obra en relación al costo total de reparación, el cual varía dependiendo el estado de daño del componente. Los valores del factor f_{lab} se tomaron de Porter et al., [21]. Los factores r_{lab} y r_{mat} , representan la relación de costos de materiales y mano de obra entre USA y la región deseada. Una vez se tienen estos valores, se obtiene un factor de conversión de costos (RCR) y se aplica al costo por defecto utilizado por el PACT. Este procedimiento se utilizó para todos los componentes de los modelos analizados.

El costo inicial de construcción del M-MRSS fue de \$7,878,024 USD, mientras que el del modelo M-SDSS equipado con CRP fue de \$9,116,596 USD. Como se mencionó anteriormente, para los modelos estudiados se realizó un análisis basado en el tiempo, el cual permite generar curvas de pérdidas, que facilita evaluar la probabilidad anual de excedencia de diversos niveles de desempeño (costos por reparación). En la Ec. (5) se muestra la forma en la cual se obtienen estas curvas, la cual es combinando la curva de peligro sísmico con la probabilidad de que un determinado costo de reparación (CR) exceda un cierto valor (cr) para un cierto nivel de intensidad (IM). La contribución de la curva de peligro sísmico se representa mediante el término $P(CR > cr | IM = im)$, que es la tasa media anual de excedencia () para una intensidad sísmica (IM).

$$P(CR > cr) = \int_{\lambda} P(CR > cr | IM = im) d\lambda(im) \quad (5)$$

Se realizaron diversos análisis para diferentes niveles de intensidad sísmica, desde 0.1g hasta 1.5g con incrementos de 0.1g. En la Figura 14, se muestran las funciones de distribución acumulada de costos de reparación para niveles de intensidad de $S_a=0.1g$ y $0.3g$, en donde se puede observar que el modelo M-SDSS presenta costos por reparación menores que el modelo M-MRSS. En la Figura 15, se presentan las

funciones de distribución acumulada de no excedencia de los modelos analizados para diferentes niveles de intensidad sísmica, incluida la intensidad de diseño (Tabla 1). El umbral de pérdida total (TLT) se consideró del 70 %, el cual indica que si el costo por reparación excede el 70 % del costo de reemplazo, es más factible demoler el edificio y volverlo a construir (costo de reparación/ TRC $0.70 =$ costo de reemplazo). Para los niveles de intensidad sísmica de diseño, se puede observar que es muy probable que el edificio sufra grandes daños que superen este umbral de costos, ya que presentan probabilidades de no excedencia del 35 % aproximadamente, es decir, si ocurre un sismo de la magnitud para la que fue diseñado, existe una probabilidad del 65 % de que el edificio sufra pérdida total. Es importante mencionar que, aunque la probabilidad de que el edificio alcance el nivel TLT sea muy pequeña o cercana a 0, esto no significa que el edificio no sufrirá daño, solo que el daño que sufra será factible repararlo. Estas gráficas son útiles para ver el comportamiento de las estructuras en términos de porcentajes de probabilidad y costos de reparación, estas sirven para calcular pérdidas esperadas, que para obtenerse, es necesario combinar las funciones de distribución acumuladas con el MAF de la curva de peligro sísmico para todos los niveles de intensidad. En las secciones siguientes se discutirá sobre pérdidas esperadas y costos de ciclo de vida.

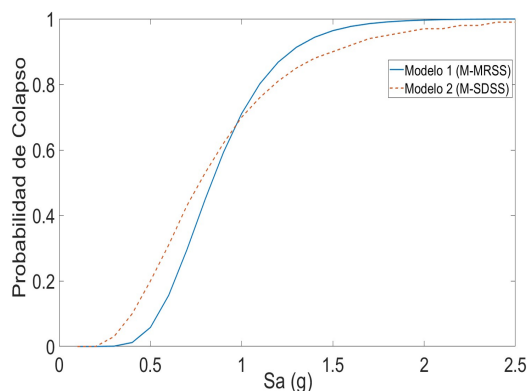


Figura 14: *Funciones de distribución acumulada de costos de reparación. a) $S_a = 0.10$ g b) $S_a = 0.30$ g*

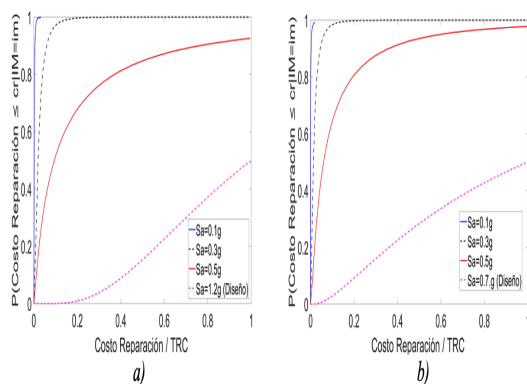


Figura 15: *Funciones de distribución acumulada de costos de reparación, a) M-MRSS , b) M-SDSS.*

Pérdidas anuales esperadas

Las curvas de distribución acumulada de pérdidas ofrecen una referencia inicial sobre el comportamiento de un edificio, pero no son útiles para decisiones concretas, ya que no presentan parámetros clave como pérdidas económicas, tiempos de reparación o riesgos de vidas. La Figura 16 presenta resultados significativos, como las pérdidas anuales esperadas (EAL), que reflejan los costos anuales por reparaciones necesarias tras daños sísmicos. Este parámetro, junto con el costo de ciclo de vida, es crucial para decisiones costo-beneficio. Las EAL se calculan integrando las curvas de pérdidas con la curva de peligro sísmico. El modelo M-MRSS tiene EAL de 1.82 %, mientras que el M-SDSS registra 1.06 %, ambas respecto al TRC.

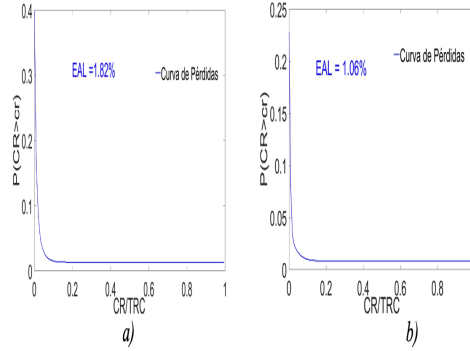


Figura 16: *Pérdidas anuales esperadas, a) M-MRSS, b) M-SDSS.*

Análisis de costo de ciclo de vida

Las pérdidas anuales esperadas son útiles para evaluar inicialmente el desempeño de un edificio, pero el análisis costo-beneficio es el parámetro clave para la toma de decisiones. Este análisis identifica la opción de diseño más económica a lo largo de un periodo (25, 50, 100 años) al considerar los costos iniciales de construcción y las pérdidas anuales por daños. El costo del ciclo de vida se estima calculando el valor presente (VPN) de las pérdidas anuales, según la Ec (6).

$$VPN = P_t \left[\left(1 - \frac{1}{(1 + i_n)^t} \right) / i_n \right] \quad (6)$$

donde t es el periodo de tiempo, para este caso se consideró una vida útil de 50 años, i_n es una tasa de interés que se consideró del 11 % y P_t son las pérdidas anuales totales, que incluyen las pérdidas por reparación (EAL) y los costos debido al tiempo que el edificio estará inactivo debido a reparaciones. Es importante mencionar que no se consideró el tiempo previo que toma el iniciar las reparaciones, como puede ser la inspección post-sísmica, rehabilitación estructural, obtención de recursos financieros, entre otros [22], los cuales pueden llegar a ser de gran relevancia, aumentando el tiempo total de reparación. Se consideró que cada día de inactividad tendrá un costo de $0.01 C_o$. Por ejemplo, el modelo M-MRSS presenta $EAL = 1.82 \%$ ($1.2 C_o * 0.0182$) y un tiempo de inactividad por reparaciones de 16.72 días al año, por lo tanto, $VPN = (0.1823 * 1.2 C_o + (16.72 * 0.01 C_o)) [(1 - 1/(1 + 0.11)^{50}) / 0.11]$, lo que da como resultado $1.10 C_o$, es decir, en un periodo de 50 años se tendrá que invertir 1.1 veces el costo inicial de construcción.

en trabajos de reparación del edificio para regresarlo a su estado original. En la Figura 17, se observan los tiempos por reparación y costos totales esperados durante el ciclo de vida de cada uno de los modelos. Para términos de discusión y comparación de resultados, los costos esperados de todos los modelos fueron normalizados con respecto al C_0 del modelo M-MRSS. De los resultados obtenidos se puede observar que el modelo M-SDSS resulta ser la opción de diseño mas beneficiosa, ya que aunque su costo inicial de construcción sea mayor que el del modelo M-MRSS, al transcurrir un periodo de 50 años resultará económicamente más efectivo.

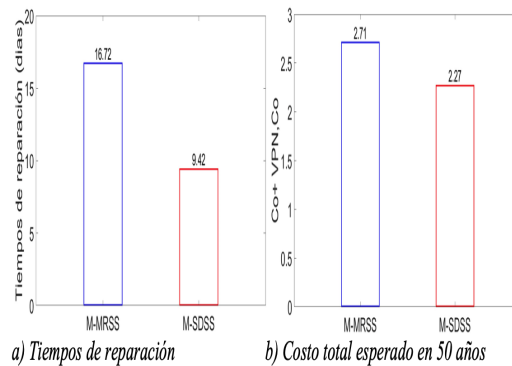


Figura 17: *Tiempo de reparación y costo de ciclo de vida de los modelos.*

CONCLUSIONES

Se diseñaron dos edificios de 10 niveles con diferentes sistemas estructurales: uno con marcos de concreto reforzado resistentes a momento y otro con un sistema dual (marcos de concreto y contravientos restringidos al pandeo), según las NTCS-2020, ubicados en suelo blando de la Ciudad de México. Sus características lineales y no lineales se modelaron en OpenSees, realizándose análisis dinámicos no lineales con 20 pares de registros sísmicos. Finalmente, se evaluó el desempeño sísmico de ambos edificios en términos de pérdidas económicas esperadas, empleando las metodologías de diseño sísmico basado en desempeño del FEMA P-58. Los principales resultados de esta investigación fueron:

- Con respecto a los costos iniciales de construcción, el modelo M-MRSS es más barato que el modelo M-SDSS, sin embargo, al tomar en cuenta el costo en ciclo de vida de los edificios, el modelo M-SDSS resulta casi un 20 % más económico durante el periodo de vida útil de 50 años.
- El modelo M-MRSS presenta casi el doble de tiempos de reparación que el modelo equipado con CRP, esto debido a que los principales daños los absorben los CRP los cuales son muy prácticos a la hora de reparar o reemplazar, esto disminuye considerablemente los costos esperados durante la vida útil de la estructura.
- El uso de CRP contribuye a disminuir considerablemente las pérdidas anuales esperadas y disminuye los costos durante el ciclo de vida de la estructura.

- El modelo M-SDSS con CRP resultó ser una opción de diseño considerablemente superior al modelo M-MRSS, tanto en comportamiento estructural (disminuye secciones transversales y distorsiones entrepisos) y exhibe una mayor relación costo-beneficio.
- La metodología utilizada en este trabajo presenta resultados útiles para las personas encargadas de tomar decisiones, ya que permite evaluar el desempeño sísmico de las estructuras en términos de pérdidas económicas debido a costos de reparación, y relación costo-beneficio durante la vida útil del edificio. A su vez, los dispositivos de control de respuesta, en este caso los CRP son una buena opción, ya que, como se mostró en este trabajo, mejoran tanto la respuesta estructural del edificio como el aspecto económico durante la vida útil de la edificación.

Este estudio se centró en evaluar las pérdidas económicas de edificios de concreto reforzado en suelo blando. Futuros trabajos podrían analizar el desempeño sísmico de otros sistemas estructurales, como edificios de acero, en diversas ubicaciones y suelos, así como evaluar diferentes configuraciones de contravientos. También sería valioso incluir parámetros como pérdidas de vidas e impacto ambiental, de creciente relevancia.

AGRADECIMIENTOS

El primer, tercer y quinto autor agradecen a la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI) la beca otorgada para sus estudios de posgrado. Se agradece el apoyo otorgado por la Universidad Autónoma de Sinaloa dentro del proyecto PRO_A8_015 del programa PROFAPI 2022.

DECLARACIÓN DE CONTRIBUCIÓN DE AUTORES Y COLABORADORES

Alfredo Félix Soto: Software, Metodología, Redacción-borrador original, Visualización. **Alfredo Reyes Salazar:** Administración del proyecto, supervisión. **Oliver Santos Amador:** Investigación, Software. **Mario D. Llanes Tizoc:** Software, Validación. **Juan D. Trasviña Soberanes:** Investigación, Curación de datos. **Federico Valenzuela-Beltrán:** Conceptualización, Redacción- revisión y edición, supervisión.

REFERENCIAS

- [1] G. Perrone, D. Cardone, G.J. O'Reilly, and T.J. Sullivan. Developing a direct approach for estimating expected annual losses of Italian buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 2019; 00:1–32. doi: 10.1080/13632469.2019.1657988.
- [2] G. Cremen and J.W. Baker. Quantifying the benefits of building instruments to FEMA P-58 rapid post-earthquake damage and loss predictions. *Engineering Structures*, 2018; 176:243–253. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.08.017.
- [3] C. Caruso, R. Bento, and J.M. Castro. A contribution to the seismic performance and loss assessment of old RC wall-frame buildings. *Engineering Structures*, 2019; 197:109369. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109369.

-
- [4] S.H. Hwang, J.S. Jeon, and K. Lee. Evaluation of economic losses and collapse safety of steel moment frame buildings designed for risk categories II and IV. *Engineering Structures*, 2019; 201:109830. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109830.
- [5] N. Giordano, K.M. Mosalam, and S. Günay. Probabilistic performance-based seismic assessment of an existing masonry building. *Earthquake Spectra*, 2020; 36:271–298. doi: 10.1177/8755293019878191.
- [6] F. Valenzuela-Beltrán, J. Ramón Gaxiola-Camacho, M.D. Llanes-Tizoc, V. Baca, J.M. Leal-Graciano, and A. Reyes-Salazar. Seismic loss assessment of code-compliant moment-resisting RC buildings located on different soil conditions of Mexico City. *Engineering Structures*, 2024; 300:117195. doi: 10.1016/J.ENGSTRUCT.2023.117195.
- [7] C. González, M. Niño, and M.A. Jaimes. Event-based assessment of seismic resilience in Mexican school buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2020; 18:6313–6336. doi: 10.1007/s10518-020-00938-5.
- [8] M.A. Santos-Santiago and S.E. Ruiz. Optimal design of buildings under wind and earthquake, considering cumulative damage. *Journal of Building Engineering*, 2022. doi: 10.1016/j.jobe.2022.104760.
- [9] V. Vaca, J. Bojórquez, E. Bojórquez, H. Leyva, and A. Reyes-Salazar. Enhanced seismic structural reliability on reinforced concrete buildings by using buckling restrained braces. *Hindawi*, 2021. doi: 10.1155/2021/8816552.
- [10] J. Puttatt and [Jayarajan]. Seismic evaluation of concentric braced frames using nonlinear static and dynamic time history analysis. *International Journal of Engineering Research in Mechanical and Civil Engineering (IJERMCE)*, 2019; 4.
- [11] Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México 2017. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero*, 2017.
- [12] Federal Emergency Management Agency (FEMA). *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 3 – Supporting Electronic Materials and Background Documentation*, FEMA P-58; 2018.
- [13] J. Moehle and G. Deierlein. A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.
- [14] N. Shome. *Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures*. Stanford University, 1999.
- [15] CSI Spain. *ETABS*. n.d.
- [16] D. Vamvatsikos and C. Allin Cornell. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002. doi: 10.1002/eqe.141.

-
- [17] F. Mckenna, G. Fenves, and M. Scott. *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, 2000.
- [18] J.W. Baker, B.A. Bradley, and P.J. Stafford. *Seismic Hazard and Risk Analysis*. First Edition, Cambridge University Press, 2021.
- [19] Turner & Townsend. *International Construction Market Survey 2022*, 2022.
- [20] A. Silva, J.M. Castro, and R. Monteiro. A rational approach to the conversion of FEMA P-58 seismic repair costs to Europe. *Earthquake Spectra*, 2020; 36:1607–1618. doi: 10.1177/8755293019899964.
- [21] K. Porter, D. Farokhnia, D. Vamvatsikos, and I. Cho. *Guidelines for Component-Based Analytical Vulnerability Assessment of Buildings and Nonstructural Elements*, 2015.
- [22] J.J. Gutiérrez and A.G. Ayala Milián. Análisis de la resiliencia sísmica de edificios. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 2022:47–73. doi: 10.18867/ris.107.603.