



UNIVERSIDAD TÉCNICA
FEDERICO SANTA MARÍA

Departamento de Obras Civiles

**“COMPARACIÓN DE LAS PÉRDIDAS ECONÓMICAS EN
EDIFICIOS DE MARCOS DE ACERO REFORZADOS
CON RIOSTRAS, RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL
PANDEO Y DISIPADORES DE
FLUIDO VISCOSO”**

Memoria de Título presentada por

Héctor Ignacio Gómez Cañas

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesores Guía
Pablo Camilo Heresi Venegas
Claudio Sepúlveda Contreras

Mayo de 2023



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

COMPARACIÓN DE LAS DE LAS PÉRDIDAS ECONÓMICAS EN EDIFICIOS DE MARCOS DE ACERO REFORZADOS CON RIOSTRAS, RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO Y DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

AUTOR:

HÉCTOR IGNACIO GÓMEZ CAÑAS

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Pablo Heresi Venegas

Claudio Sepúlveda Contreras

Cristian Cruz Doggenweiler

Valparaíso, Chile, Mayo de 2023



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

COMPARACIÓN DE LAS PÉRDIDAS ECONÓMICAS EN EDIFICIOS DE MARCOS DE ACERO REFORZADOS CON RIOSTRAS, RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO Y DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Héctor Gómez¹, Pablo Heresi², Claudio Sepúlveda³

1 Estudiante, Depto. de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso

2 Profesor Asistente, Depto. de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Santiago.

3 Instructor Académico, Depto. de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Santiago.

Resumen

La presente investigación tiene como objetivo principal comparar las pérdidas económicas de cuatro edificios de acero con marcos resistentes a momento de 4, 8, 12 y 20 pisos cuando estos son reforzados con riostras convencionales, riostras restringidas al pandeo y disipadores de fluido viscoso. Para ello, se utiliza la metodología de estimación de pérdidas presentada en Ramirez & Miranda (2012), la cual permite considerar las distintas intensidades sísmicas que puede experimentar una estructura, así como los diversos componentes estructurales y no estructurales que conforman cada una de ellas. Las pérdidas económicas fueron evaluadas en términos de dos métricas: pérdidas anuales esperadas (EAL) y costos de ciclo de vida. Los resultados revelan que el uso de disipadores de fluido viscoso son la mejor alternativa al momento de disminuir las pérdidas y costos totales en edificios de marcos de acero. Específicamente, las EAL pueden ser entre 1.0 a 1.5 veces más bajas que con riostras restringidas al pandeo y entre 1.5 a 2.0 veces menores que con riostras convencionales. Por otra parte, los costos de ciclo de vida en las estructuras con disipadores de fluido viscoso en un periodo de 50 años pueden ser hasta 1.3 veces menores que con riostras restringidas al pandeo y 1.5 veces más bajos que con riostras convencionales. No obstante, cuando estos son normalizados por el costo total de las estructuras, estas diferencias se vuelven prácticamente irrelevantes.

Palabras claves: Reforzamiento estructural, riostras, riostras restringidas al pandeo, disipadores de fluido viscoso, marcos de acero, estimación de pérdidas, pérdidas anuales esperadas, costos de ciclo de vida.

1 Introducción

El reforzamiento de estructuras existentes es una metodología que se ha estado desarrollando extensamente desde la década de 1980 en Estados Unidos, producto de los daños y pérdidas económicas ocasionadas por una seguidilla de terremotos de moderada magnitud en el estado de California (FEMA, 2018a). Por esta razón, agencias gubernamentales, corporaciones y dueños de edificios comenzaron a interesarse en mejorar el desempeño de las estructuras en eventos sísmicos futuros. Sin embargo, las únicas herramientas disponibles en ese entonces eran los códigos de diseño y el juicio de ingenieros, quienes notaron que esto no era suficiente. Por esta razón, a partir de 1997, comienza a desarrollarse una primera generación de documentos [i.e, FEMA 273 (1997b), FEMA 274 (1997a), FEMA 356 (2000), ASCE 41-06 (2007), ASCE 41-13 (2014) y ASCE 41-17 (2017b)] destinados a proporcionar a los ingenieros herramientas más fiables para predecir el desempeño de las estructuras, así como técnicas de reforzamiento que permitieran alcanzar un cierto desempeño deseado. Si bien estas normas establecen un vocabulario común mediante el cual los ingenieros pueden cuantificar y comunicar el desempeño sísmico a los clientes y otras partes interesadas, en la práctica tienen una serie de limitaciones importantes (Moehle & Deierlein, 2004). En primer lugar, la respuesta estructural está basada en análisis simplificados, como análisis lineales y/o estáticos. En segundo lugar, tienen un enfoque determinístico, es decir, algo satisface o no satisface un cierto criterio; esto provoca que el desempeño global de una estructura esté controlado por el componente más crítico, lo que puede generar resultados muy conservadores. En tercer lugar, la demanda sísmica está basada en niveles discretos de intensidad. Esto último hace que exista un continuo de intensidades en los que no se tendrá información sobre el comportamiento de la estructura y, en consecuencia, no se podrá determinar su desempeño sísmico real. A raíz de estos problemas es que, a partir del año 2001, el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) en

conjunto con la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) comienzan a trabajar en lo que se convertiría en la “segunda generación” de documentos sobre Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño, cuyos esfuerzos culminan en la publicación de los documentos FEMA P-58 (2012) y FEMA P-58 (2018b). Estos toman como referencia la metodología para la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño desarrollada por el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), la cual permite que una estructura sea evaluada teniendo en cuenta el riesgo sísmico y pérdidas económicas que puede experimentar durante su vida útil.

Los documentos mencionados en el párrafo anterior permiten adoptar diversas estrategias para reforzar edificios de marcos de acero con diseño sísmico deficitario y que así puedan resistir las acciones sísmicas de forma segura, sin que pierdan su funcionalidad luego de que ocurra un terremoto. Estas estrategias pueden consistir en modificaciones locales de componentes y conexiones y/o modificaciones globales del sistema (Di Sarno & Elnashai, 2002), las cuales buscan proveer a las estructuras de suficiente ductilidad y/o resistencia con el propósito de evitar fallas frágiles, las que pueden ser bastante perjudiciales. Dentro de las múltiples alternativas que existen para reforzar edificios de marcos, el uso de riostras convencionales, riostras restringidas al pandeo y disipadores de fluido viscoso han adquirido especial interés y se han convertido en fuentes de múltiples investigaciones [i.e, Di Sarno & Elnashai (2009), Guerrero et al. (2017) y Wang (2017)]. Estas tienen una serie de ventajas bastante importantes como, por ejemplo, pueden ser fácilmente instaladas en estructuras con grandes aberturas, agregan poco peso y la interrupción de las funciones del edificio debido a su instalación son mínimas comparadas con otras opciones. Sin embargo, estos elementos pueden resultar ser perjudiciales si no son diseñados adecuadamente, además de que alteran la arquitectura original del edificio (Di Sarno & Elnashai, 2002).

Por otra parte, los elementos mencionados anteriormente presentan diferentes ventajas y desventajas en términos del desempeño sísmico que ofrecen y la inversión económica que conllevan. Esta variedad de alternativas de reforzamiento, y la multiplicidad de variables que hay en juego, hacen que la elección de la mejor opción sea compleja. Tener la solución a esta problemática puede ser particularmente útil para los dueños de edificios, los tomadores de decisiones y compañías de seguros, ya que les permitirá contar con más información al momento de diseñar o reforzar edificios de marcos de acero y así minimizar las pérdidas monetarias. Para esto, se hace necesario traducir el riesgo sísmico del sistema en los costos económicos asociados a reparación estructural y no estructural que tendrá durante su vida útil. De esta forma, se genera una variable común que facilita la comparación entre diferentes alternativas de reforzamiento, además de permitir considerar la inversión económica inicial asociada a cada opción.

La presente investigación tiene como objetivo principal comparar diferentes alternativas de reforzamiento estructural en base a las pérdidas económicas de cuatro edificios de acero con marcos resistentes a momento de 4, 8, 12 y 20 pisos cuando estos son reforzados con riostras convencionales, riostras restringidas al pandeo y disipadores de fluido viscoso. Para ello, se utiliza la metodología de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño desarrollada por el PEER. Los parámetros de pérdida utilizados para comparar los distintos casos de estudio son las pérdidas anuales esperadas (EAL) y los costos de ciclo de vida.

2 Marco teórico

2.1 Reforzamiento estructural

2.1.1 Riostras de acero

Existen diversas formas en la que se pueden configurar estos elementos en las estructuras de marcos, siendo los marcos concéntricos (CBFs), marcos excéntricos (EBFs) y marcos tipo “Knee” (KBFs) (Balendra et al., 2001; Sam et al., 1995) los más empleados. Las configuraciones más comunes en los CBFs incluyen riostras en V, V invertida, K, X y diagonal. Sin embargo, no se recomienda emplear ninguna de las configuraciones en V para realizar un reforzamiento estructural debido a los posibles daños que se pueden generar en la zona central de la viga a la cual convergen las riostras (Di Sarno & Elnashai, 2002). Como alternativa a este problema, se recomienda utilizar otro tipo de configuraciones como, por ejemplo, mega riostras, X de más de un piso o V con columna media (Khatib et al., 1988).

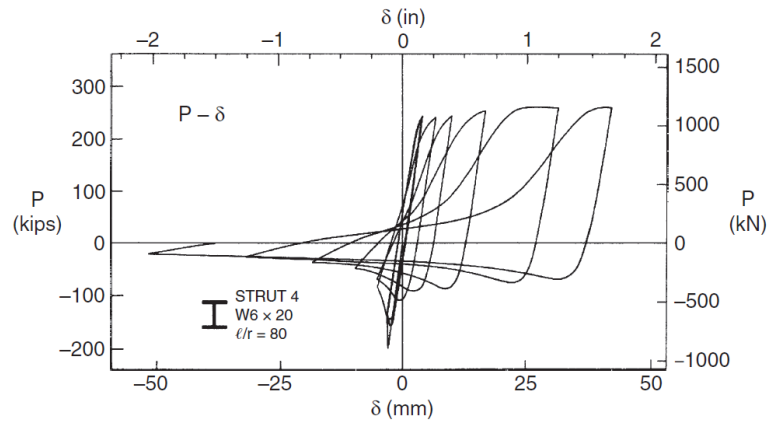


Figura 1. Comportamiento histerético típico en riostras (Bruneau et al., 2011).

Durante un terremoto, las riostras permiten disipar la energía que ingresa a la estructura a través del pandeo de los elementos comprimidos y la fluencia de elementos traccionados, cuyos roles se van alternando en cada ciclo de carga, lo que genera el comportamiento histerético que se puede apreciar en la Figura 1. Adicionalmente, para asegurar que las estructuras puedan soportar grandes ciclos de desplazamientos inelásticos sin una pérdida significativa de resistencia y rigidez, lograr un comportamiento dúctil es fundamental. Esto se puede conseguir a través de un detallamiento adecuado, donde las deformaciones plásticas se concentren en las riostras, disminuyendo las cargas en el resto de los elementos (Bruneau et al., 2011).

2.1.2 Riostras restringidas al pandeo

Como se mencionó en la sección 2.1.1, los marcos concéntricos permiten disipar la energía que ingresa a la estructura producto de un terremoto gracias a la fluencia y pandeo de las riostras. Sin embargo, este último fenómeno hace que los elementos sufran degradación de su resistencia y rigidez provocando, en algunos casos, concentraciones de daño en algún piso y el posible colapso de la estructura (Bruneau et al., 2011). Esta desventaja puede ser evitada si el elemento fuese capaz de fluir tanto en tracción como en compresión sin que ocurra pandeo. Una riostra en la que se evita este fenómeno recibe el nombre de riostra restringida al pandeo (BRB), las que se caracterizan por presentar un comportamiento histerético casi simétrico, como se aprecia en la Figura 2a.

Las BRB consisten en un núcleo de acero, el cual es colocado al interior de una carcasa metálica rellena con mortero para limitar el pandeo de este. Los principales componentes de las BRB se presentan en la Figura 2b, los cuales se detallan a continuación (Bruneau et al., 2011).

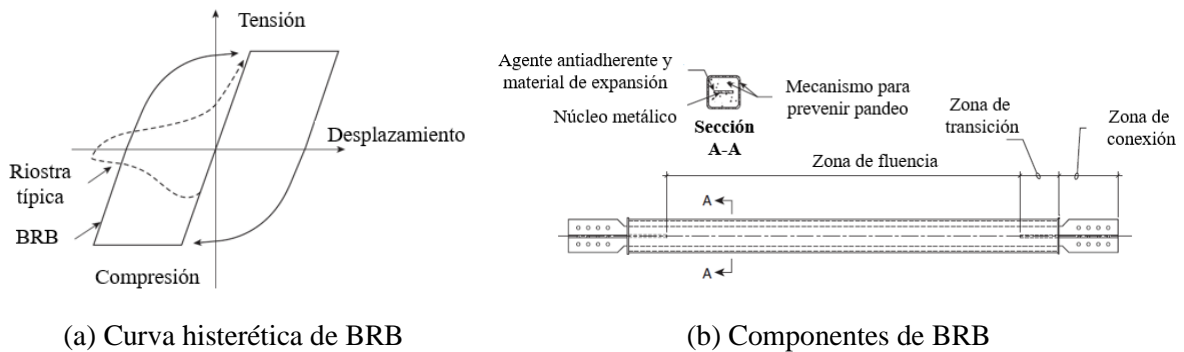


Figura 2. Comportamiento y componentes en riostras restringidas al pandeo (adaptado de Bruneau et al. [2011]).

- Zona de fluencia: Presenta una sección transversal reducida y está completamente restringida para asegurar la fluencia en tracción y compresión, concentrando las deformaciones inelásticas en dicho sector.
- Zona de transición: Corresponde a una zona del núcleo de mayor área transversal y una geometría suavizada con el objetivo de evitar concentraciones de esfuerzos, garantizando así su correcto comportamiento dentro del rango elástico.
- Zona de conexión: Es la porción de la riostra que se extiende más allá de la zona confinada, la cual se utiliza para conectar la riostra a otros elementos estructurales del marco.
- Agente antiadherente y material de expansión: Se pueden utilizar materiales inertes, como el caucho, el polietileno, la grasa de silicona o la cinta de masilla, para minimizar o eliminar la transferencia de fuerzas cortantes entre el segmento de acero restringido y el mortero.
- Mecanismo para prevenir pandeo: Corresponde al mortero de relleno y la carcasa metálica (generalmente una sección HSS) los cuales que tienen el objetivo de limitar el pandeo del núcleo de acero.

Para realizar la modelación numérica de estos elementos se pueden emplear dos alternativas (Zsarnóczay, 2013). La primera de ellas consiste en incorporar directamente las distintas zonas especificadas en la Figura 2b con sus respectivas longitudes y áreas. Sin embargo, esta opción no es la más eficiente cuando existe una gran cantidad de BRB. La segunda alternativa consiste en modelar un solo elemento con área igual al de la zona de fluencia y un módulo de elasticidad equivalente (E'), el que viene dado por la Ecuación 1:

$$E' = E \frac{l_{tot}}{l_y + 2l_{tr} \frac{b_y}{\sqrt{b_{el}b_y}} + 2l_{el} \frac{b_y}{b_{el}}} = E f_{SM} \quad (1)$$

donde E corresponde al módulo de elasticidad del núcleo de la BRB; l_{tot} es la longitud entre nodos en que se conecta la riostra; l_y , l_{tr} y l_{el} son las longitudes de la zona de fluencia, transición y conexión, respectivamente; y b_y y b_{el} son los espesores de las zonas de fluencia y elástica, respectivamente. El factor f_{SM} recibe el nombre de “Factor de Modificación de Rigidez”, el que tiene valores entre 1.3 y 1.8 y comúnmente es proporcionado por los proveedores.

2.1.3 Disipadores de fluido viscoso

Estos dispositivos están compuestos por un pistón de acero inoxidable, un cilindro hueco separado en dos cámaras por la cabeza del pistón (cámara 1 y cámara 2) y un fluido de alta viscosidad, como se puede apreciar en la Figura 3a. Ante la acción de una excitación dinámica, como vientos o terremotos, el pistón se mueve dentro del cilindro, provocando que el fluido fluya de una cámara a otra por medio de los orificios de la cabeza del pistón, lo que genera una presión diferencial y, en consecuencia, origina

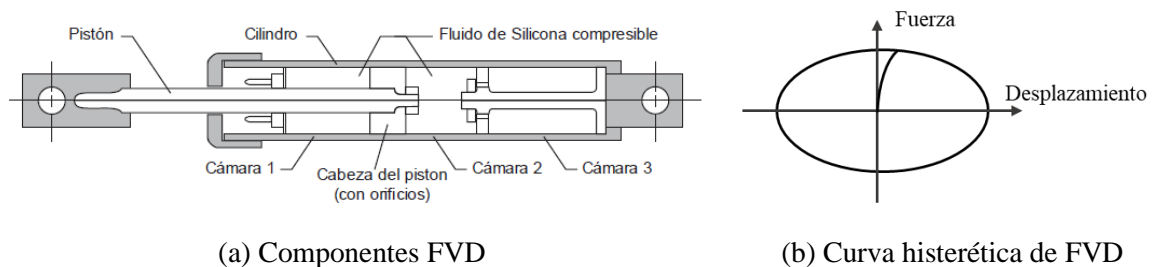


Figura 3. Componentes (Villarreal & Díaz la Rosa, 2016) y comportamiento en disipadores de fluido viscoso.

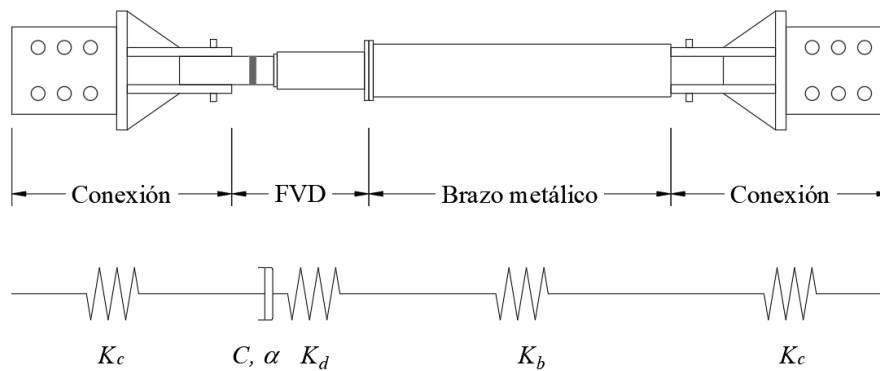


Figura 4. Modelo matemático de los disipadores de fluido viscoso.

la fuerza de amortiguamiento. Cuando el fluido es sometido a una fuerza de compresión, su volumen disminuye; esta disminución genera una fuerza restitutiva debido a que el líquido intenta recuperar su volumen. Para prevenir que este empuje el pistón hacia el lado contrario, se incorpora una cámara de acumulación (cámara 3), que compensa la variación de volumen del fluido. La fuerza de roce producida por la interacción entre el fluido viscoso y la cabeza del pistón ocasiona que la energía sea disipada en forma de calor (Villarreal & Díaz la Rosa, 2016). La relación fuerza-deformación típica de los disipadores se muestra en la Figura 3b.

La presión o fuerza que experimenta el fluido depende de la velocidad con la que se mueva la cabeza del pistón (v), la constante de amortiguamiento del dispositivo (C) y un exponente de velocidad (α). A mayor velocidad, mayor es la fuerza que se opone al movimiento de este, lo que queda representado por la Ecuación 2.

$$F = C \operatorname{sgn}(v) |v|^\alpha \quad (2)$$

Por otro lado, como se puede ver en la Figura 4, estos dispositivos son instalados junto con otros componentes (p. ej., brazos metálicos, clevis, brackets y gusset plates), cuya rigidez actúa en serie con la del disipador. Para poder simplificar la modelación de todos estos componentes, es común emplear el modelo de Maxwell, el que consiste en un amortiguador viscoso conectado en serie con la resultante de las rigideces de los elementos antes mencionados (Akcelyan et al., 2018).

Otro parámetro relevante que se debe tener en cuenta a la hora de diseñar disipadores es la configuración que estos tendrán en la estructura. Existen múltiples alternativas para este propósito, por ejemplo, configuración Diagonal, Chevron, Toggle, Open Space y Outrigger (Taylor Devices Inc, 2022).

2.2 Ingeniería sísmica basada en el desempeño

Debido a las limitaciones que presentan los documentos tradicionales sobre el reforzamiento de estructuras, el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER) se ha embarcado en un programa de investigación destinado a desarrollar una metodología más sólida para la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño con el objetivo de mejorar la toma de decisiones sobre riesgo sísmico a través de métodos de evaluación y diseño que sean más transparentes, científicos, e informativos que los enfoques prescriptivos tradicionales (Moehle & Deierlein, 2004).

Dada la incertidumbre y variabilidad inherentes en la respuesta sísmica, la metodología basada en el desempeño debe formalizarse dentro de una base probabilística. Como se muestra en la Figura 5, el procedimiento se describe a través de cuatro variables aleatorias: medida de intensidad (IM), parámetro de demanda estructural (EDP), medida de daño (DM) y variables de decisión (DV). Estas tienen la particularidad de que pueden ser evaluadas en forma separada en cuatro etapas diferentes (Moehle & Deierlein, 2004).

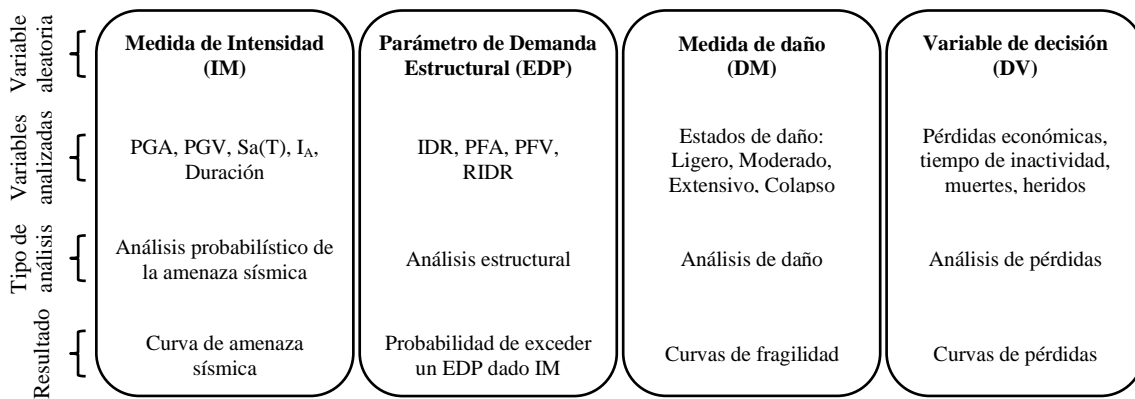


Figura 5. Marco de trabajo para la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño.

El primer paso de la metodología consiste en un análisis de la amenaza sísmica, con lo que se obtienen medidas de intensidad (IM) a través de un análisis probabilístico y se expresan como una probabilidad media anual de excedencia, las que dependen de la ubicación y características de diseño. Para poder aplicar esta metodología se requiere de una gran base de datos de registros sísmicos, que abarquen un rango significativo de magnitudes, mecanismos, condiciones de sitio y distancias. De esta manera, se pueden elaborar modelos predictivos que relacionen estas variables, como lo son las curvas de amenaza sísmica (Moehle & Deierlein, 2004).

El siguiente paso consiste en realizar simulaciones estructurales para determinar los parámetros de demanda estructural (EDP), como deformaciones, aceleraciones, fuerzas, entre otros. El objetivo principal de este paso es lograr integrar las simulaciones estructurales y los registros de movimientos del suelo para establecer una relación entre EDP y IM (Moehle & Deierlein, 2004).

El siguiente paso en el proceso es realizar un análisis de daños, que relaciona los EDP con las medidas de daños (DM). Las DM incluyen descripciones cuantitativas de daños a elementos estructurales, elementos no estructurales y contenidos. Esta cuantificación debe ser relevante y con suficiente detalle para permitir la evaluación posterior de las reparaciones necesarias, la interrupción del funcionamiento y los peligros de seguridad. El objetivo es relacionar DM con EDP por medio de una probabilidad condicional. Esta relación permite obtener lo que se conoce como curvas de fragilidad, las que representan la probabilidad de sobrepasar un determinado estado de daño en función del parámetro de respuesta (EDP) (Moehle & Deierlein, 2004).

El paso final en la metodología es calcular las variables de decisión (DV) de modo que sean útiles para los tomadores de decisiones. Las DV corresponden a costos económicos, tiempo de inactividad y pérdidas humanas. De manera similar a como se hizo para las otras variables, las DV se determinan integrando las probabilidades condicionales de DV dado DM (Moehle & Deierlein, 2004).

La metodología que se acaba de describir y que se muestra en la Figura 5 es una construcción integradora y efectiva para la metodología de ingeniería sísmica basada en el desempeño. Esta se puede expresar en términos de una triple integral basada en el teorema de probabilidades totales, como se indica en la Ecuación 3, donde $\lambda(DV)$ corresponde a la frecuencia media anual de exceder un determinado DV.

$$\lambda(DV) = \int_{DM} \int_{EDP} \int_{IM} G(DV|DM) \cdot |dG(DM|EDP)| \cdot |dG(EDP|IM)| \cdot |d\lambda(IM)| \quad (3)$$

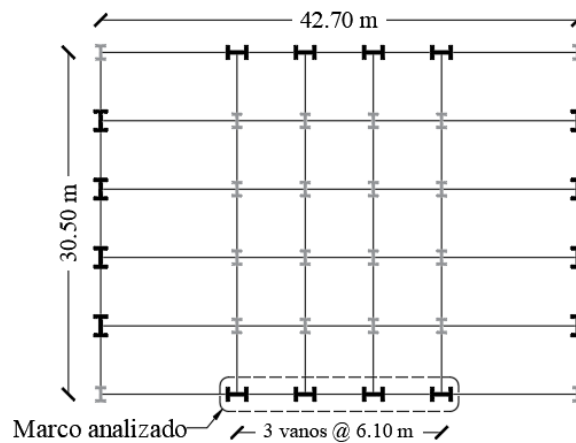
A partir de lo anterior, debido a que la metodología de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño permite evaluar una estructura de forma mucho más integral que los enfoques prescriptivos tradicionales, en que se tiene en cuenta la amenaza sísmica, respuesta estructural, daños y pérdidas

económicas que puede experimentar durante su vida útil, se emplea esta estrategia de trabajo con el fin de comparar las pérdidas económicas esperadas y costos de ciclo de vida de cuatro edificios de acero con marcos resistentes a momento de 4, 8, 12 y 20 pisos cuando estos son reforzados con riostras convencionales, riostras restringidas al pandeo y disipadores de fluido viscoso. Cabe resaltar que las pérdidas por tiempo de inactividad, muertes y heridos no son consideradas en este estudio.

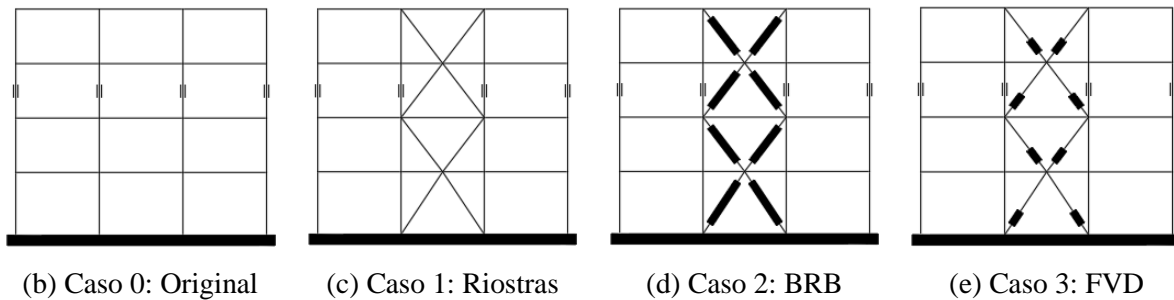
3 Estructuras en estudio

3.1 Estructuras originales

Las estructuras consideradas en este estudio corresponden a cuatro edificios-prototipo de acero de 4, 8, 12 y 20 pisos presentados por Elkady & Lignos (2015), las que se encuentran ubicadas en California (Latitud 34.00, Longitud -118.15). El lugar de emplazamiento tiene una velocidad de onda de corte promedio en los primeros 30 metros de 259 m/s, lo que corresponde a un suelo tipo D según clasificación NEHRP (2003). El uso de estas estructuras está destinado a oficinas y fueron diseñadas bajo las disposiciones de los documentos ANSI/AISC 358-10 (2010a), ANSI/AISC 341-10 (2010b) y ASCE/SEI 7-10 (2013). El sistema resistente a cargas laterales corresponde a marcos perimetrales especiales resistentes a momento (SMFs) con vigas de sección reducida (RBS). El sistema resistente a cargas gravitacionales es el mismo en todos los modelos, el que consiste en columnas y vigas de sección W14x90 y W24x55, respectivamente. Los edificios de acero tienen una planta rectangular común, cuyas dimensiones se presentan en la Figura 6a. Todas las estructuras tienen un primer piso de 4.6m de altura y una altura típica de 4.0m. Las columnas presentan empalmes en la mitad de los pisos impares, con excepción del primero. Todas las vigas y columnas son de acero ASTM A992 Gr. 50.



(a) Vista en planta



(b) Caso 0: Original

(c) Caso 1: Riostras

(d) Caso 2: BRB

(e) Caso 3: FVD

Figura 6. Vista en planta y elevación de las estructuras de 4 pisos.

A pesar de que las estructuras fueron diseñadas con códigos de diseño modernos, las probabilidades de colapso de los edificios de 4, 8 y 12 pisos presentadas en el trabajo de Elkady & Lignos (2015) son superiores al límite de 1% establecido por el ASCE 7-16. La principal razón de este fenómeno se debe a que dichos sistemas estructurales tienden a experimentar derivas de pisos bastante elevadas. Por esta razón, para poder cumplir con esta recomendación de diseño, se evalúan y comparan distintas alternativas de reforzamiento. Además, se incluye en el análisis el edificio de 20 niveles, ya que las probabilidades de colapso serán recalculadas con las consideraciones detalladas en la sección 7.

3.2 Casos de estudio

Para cada uno de los edificios se consideran cuatro casos de estudio, los cuales se describen a continuación.

- **Caso 0.** Corresponde a las estructuras originales, sin ningún tipo de reforzamiento, como se aprecia en la Figura 6b.
- **Caso 1.** Las estructuras son reforzadas con riostras convencionales de sección HSS circular. Estas se disponen en configuración X de dos pisos en el marco central, como se puede ver en la Figura 6c. El tipo de acero considerado corresponde a un ASTM A500 Gr. B, el que es típicamente utilizado en secciones HSS.
- **Caso 2.** Las estructuras son reforzadas con riostras restringidas al pandeo en configuración X de dos pisos en el marco central, como se visualiza en la Figura 6d. Se considera un acero con esfuerzo de fluencia de 38 ksi para el núcleo de los elementos, mientras que el factor de modificación de rigidez mencionado en la sección anterior se fija en 1.5. De este modo, la única variable a determinar corresponde al área transversal de la zona de fluencia.
- **Caso 3.** Las estructuras son reforzadas con disipadores de fluido viscoso en configuración X de dos pisos en el marco central, como se visualiza en la Figura 6e. En cuanto al exponente de velocidad α , este puede tomar valores entre 0.2 y 2.0 dependiendo del uso del disipador (Taylor Devices Inc, 2022). A modo de reducir las variables de diseño, el valor de α se fija en 0.3, además de que un valor pequeño permitirá reducir las fuerzas transmitidas al resto de los elementos. Respecto a los elementos de conexión (ver Figura 4), solo se considerará la rigidez del brazo metálico, el que se diseñará de modo que tenga una resistencia a compresión y tracción mayor a la fuerza límite del disipador (diseño por capacidad). En base a las simplificaciones recién mencionadas, solo se deberá determinar la constante de amortiguamiento C_d , la rigidez interna del disipador K_d y rigidez del brazo metálico K_b .

3.3 Selección de registros

Para realizar las simulaciones numéricas en las distintas etapas de este estudio, es necesario seleccionar una gran cantidad de registros sísmicos. Existen múltiples herramientas para este propósito, sin embargo, no todas ellas son adecuadas para realizar una correcta selección. El espectro de media condicionada (Baker, 2011) permite obtener el espectro esperado condicionado a una aceleración espectral en un determinado periodo de interés. Se argumenta que este es el espectro objetivo apropiado para seleccionar registros sísmicos y, por lo tanto, será utilizado en esta investigación. Para ello, se utiliza el código desarrollado por Baker & Lee (2018), el cual permite escoger y escalar registros de tal forma de que se ajusten a un espectro condicionado (CS). A grandes rasgos, este algoritmo genera espectros sintéticos a partir del CS, y luego selecciona registros reales cuyos espectros de respuesta se parezcan individualmente a cada uno de los espectros sintéticos. Finalmente, la herramienta realiza una optimización “greedy” (avara) para mejorar el ajuste de la media y la desviación estándar del CS.

Para el diseño de los elementos de reforzamiento descrito en la sección 3.4 se seleccionan 15 registros y se escalan a una intensidad sísmica con probabilidad de excedencia de 5% en 50 años (BSE-2E), debido a que este es la intensidad especificada por el ASCE 41-17 (2017b) para evaluar estructuras existentes al momento de realizar un reforzamiento estructural. Por otra parte, para calcular las

probabilidades de colapso en la sección 7 se realiza un análisis de múltiples franjas (“multi-stripe analysis”) donde se seleccionaron 30 registros sísmicos en cada una de ellas. En todos los casos la medida de intensidad (IM) empleada para la selección de los registros corresponde a la aceleración espectral, considerando un 5% de amortiguamiento, en el periodo fundamental de cada estructura, $S_a(T_1, 5\%)$. Además, se limitó a un máximo de seis los registros de un mismo evento y la base de datos utilizada fue NGA West2 del sitio web del “Pacific Earthquake Engineering Research Center” (PEER).

3.4 Diseño elementos de reforzamiento

Como se mencionó anteriormente, el ASCE 7-16 (2017a) en su sección 21.2.1 recomienda limitar las probabilidades de colapso a un valor de 1% en 50 años. No obstante, debido a que el diseño de las estructuras prototipo originales se realizó mediante un procedimiento prescriptivo, estas no necesariamente cumplen dicha recomendación. Debido a esto, es que el diseño de los elementos de reforzamiento se realizó con el objetivo de obtener una probabilidad de colapso de al menos 1% en 50 años.

Otro criterio común para todos los casos fue la configuración en X de dos pisos de altura en el vano central (ver Figura 6). La ventaja de esta geometría es que el reforzamiento aumenta las cargas sobre las columnas centrales, las cuales tienen una relación demanda/capacidad menor a las columnas perimetrales. Además, esta configuración no aumenta mayormente la demanda en las vigas que reciben las diagonales.

Para seleccionar los elementos de reforzamiento se realizó un análisis iterativo hasta lograr encontrar los dispositivos que permiten disminuir en mayor medida las derivas de pisos sin sobrepasar la resistencia a tracción y compresión de las columnas. Este procedimiento se describe a continuación:

- 1) En el caso de las riostras convencionales y restringidas al pandeo se selecciona un perfil inicial. Para los disipadores de fluido viscoso se selecciona una constante de amortiguamiento C_d , rigidez interna del disipador K_d y se realiza el diseño por capacidad para el brazo metálico.
- 2) Se seleccionan 15 registros sísmicos a través de un espectro condicionado y se escalan a una intensidad sísmica con probabilidad de excedencia de 5% en 50 años (BSE-2E), debido a que se ha establecido dicho nivel de intensidad para evaluar las estructura.
- 3) Se realizan las simulaciones numéricas y se verifican las derivas de piso y demanda en las columnas.
- 4) Si la demanda en las columnas es mayor a su resistencia se seleccionan elementos con propiedades más pequeñas y se repite el análisis. En caso contrario, se seleccionan elementos con mayores propiedades.
- 5) El análisis se repite hasta encontrar los elementos que permiten disminuir en mayor medida las derivas de piso sin llegar a sobrepasar la capacidad de las columnas.

Es importante mencionar que para determinar la capacidad de las columnas no se considera la interacción momento-carga axial, sin embargo, los modelos numéricos sí consideran este fenómeno. Los periodos de cada estructura, así como las propiedades y dimensiones finales de los elementos de reforzamiento se resumen en el Apéndice A.

4 Modelos numéricos

Para el análisis de las estructuras se realizan modelos numéricos en dos dimensiones a través del programa OpenSees (McKenna, 1997). La elaboración de los modelos numéricos de las estructuras originales se realiza con la herramienta Frame Modeler 2-D (Elkady, 2022), los que luego son modificados para incorporar las alternativas de reforzamiento en estudio. En los siguientes párrafos se discute en detalle los criterios de modelación empleados.

La modelación de vigas se realiza a través de elementos viga-columna elásticos con resortes rotacionales no lineales en sus extremos con el objetivo de representar rótulas plásticas concentradas. A estos resortes se les asigna el modelo modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (Ibarra et al., 2005; Lignos & Krawinkler, 2011) el que permite capturar la deterioración cíclica de los elementos de acero. En el caso de las columnas se utilizan elementos viga-columna de plasticidad distribuida (formulación basada en desplazamientos) con secciones fibra y 5 puntos de integración. Además, para representar la sección transversal de las columnas se emplea un enfoque basado en fibras. La zona panel de la unión viga-columna se modela mediante un arreglo tipo paralelogramo y un elemento no-lineal que representa la relación corte-distorsión angular de la zona panel asignando un material histerético trilineal propuesto por Skiadopoulos et al. (2021).

Adicionalmente, para considerar la no-linealidad geométrica, se agregan columnas ficticias (*“leaning columns”*) para simular el efecto P-Delta producto de las cargas gravitacionales sobre el marco de momento y los marcos gravitacionales que no están siendo explícitamente modelados. Se considera amortiguamiento tipo Rayleigh de 2% dado por el primer y tercer modo, donde el término proporcional a la rigidez se asigna solo a las vigas y columnas elásticas, mientras que el término proporcional a la masa es asignado a todos los nodos con masa, como es sugerido por Zareian & Medina (2010).

Para representar las riostras convencionales se siguen los criterios de modelación presentados en Karamanci & Lignos (2014). En resumen, se emplean elementos de plasticidad distribuida basada en desplazamientos, a los cuales se les asigna una deformación inicial en la mitad de estos con el propósito de desencadenar el pandeo. Estos se discretizan en 8 segmentos y se les asigna una transformación geométrica corrotacional. A las secciones fibra se les asigna el material *“Steel02”*. El daño acumulado a través de los ciclos de carga se incorpora en el modelo al combinar el material *“Steel02”* con el material *“Fatigue”* (Uriz et al., 2008). La curva histerética que se obtiene con los criterios de modelación recién enunciados se puede visualizar en la Figura 7a.

Las riostras restringidas al pandeo se modelan a través de elementos tipo truss, a los cuales se les asigna el material *“Steel4”* en combinación con el material *“Fatigue”*. Los parámetros requeridos para modelar dichos materiales se obtienen del trabajo de Zsarnóczy & Vigh (2017), quienes ensayaron y calibraron una gran cantidad de BRB. En la Figura 7b se presenta la curva histerética obtenida con estos criterios de modelación.

Para los disipadores de fluido viscoso se utilizó el elemento *“twoNodeLink”* al cual le fue asignado el material *“ViscousDumper”* en la dirección axial, cuya relación fuerza-deformación se observa en la Figura 7c. Debido a que la información disponible en la literatura sobre cómo capturar correctamente la respuesta de los disipadores cuando estos alcanzan sus estados límites es acotada, la posible falla del dispositivo no se incluye en los modelos numéricos. Esta última consideración puede afectar en gran medida la evaluación del riesgo de colapso en las estructuras equipadas con disipadores de fluido viscoso, por lo tanto, los resultados presentados en las siguientes secciones serán válidos bajo las condiciones que se acaban de mencionar.

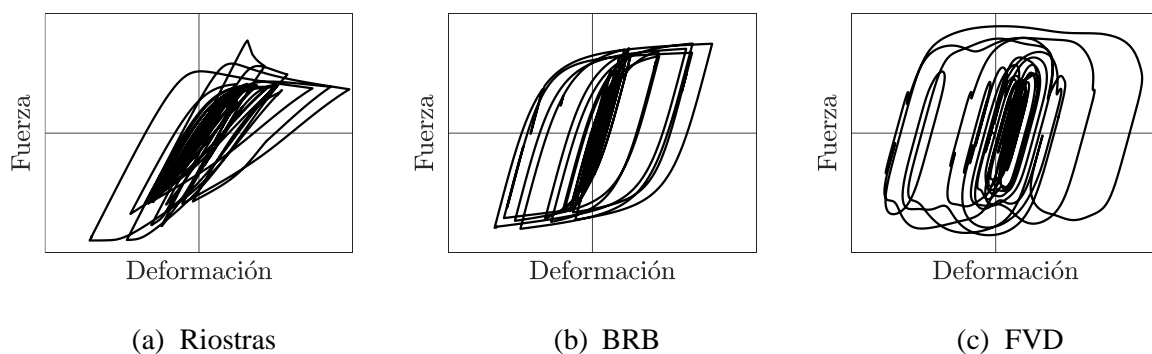


Figura 7. Comportamiento histerético de los elementos de reforzamiento.

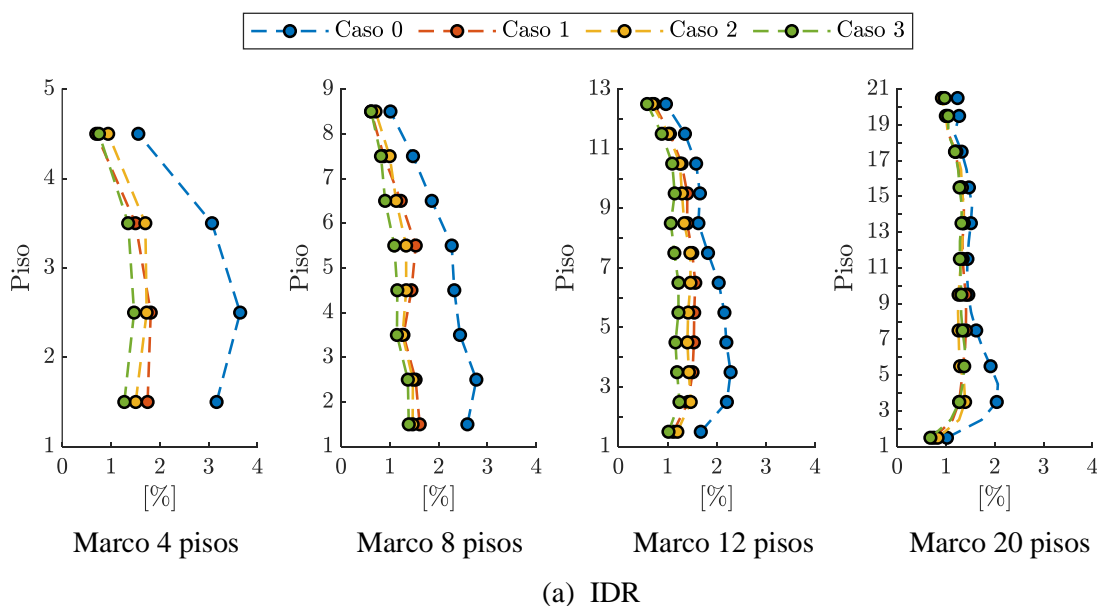
5 Respuesta estructural

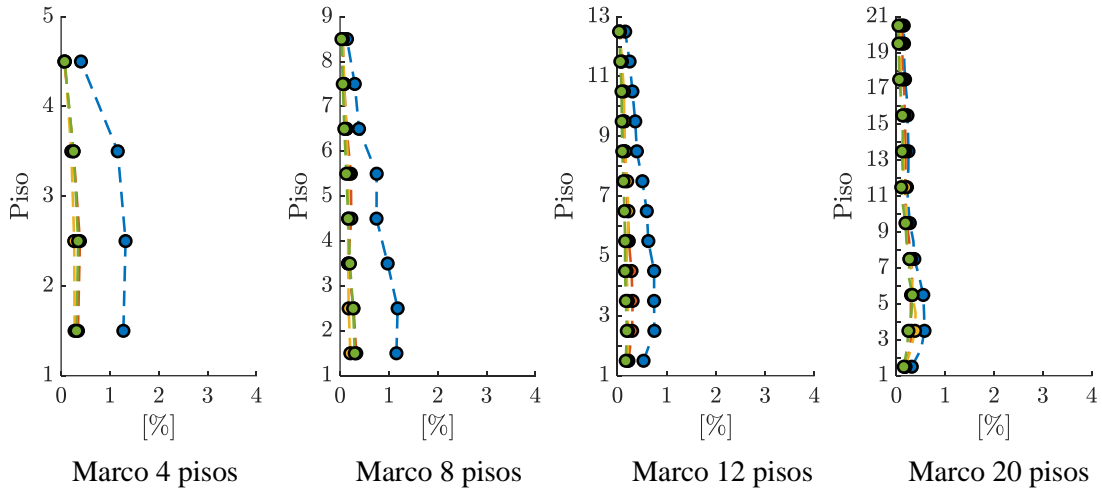
El ASCE 41-17 (2017b) señala que el comportamiento de estructuras existentes debe ser evaluado en intensidades sísmicas con probabilidades de excedencia de 20% (BSE-1E) y 5% (BSE-2E) en 50 años, en donde se establecen objetivos de desempeño y criterios de aceptación para componentes estructurales y no estructurales. A pesar de lo anterior, en la presente sección solo se evalúa la respuesta estructural para el sismo BSE-2E, ya que se ha establecido como objetivo de diseño disminuir las derivas de pisos en dicho nivel de amenaza sísmica.

Para llevar a cabo el análisis de pérdidas que se detalla más adelante, es necesario determinar las derivas de piso (*IDR*), derivas de piso residuales (*RIDR*) y aceleraciones absolutas (*PFA*). Por esta razón, el análisis realizado en la presente sección estará centrado en dichos parámetros de demanda estructural (*EDP*), los cuales se presentan en la Figura 8. Respecto a las derivas de pisos (Figura 8a), las estructuras sin reforzamiento (Caso 0) experimentan valores medios máximos de 3.6%, 2.8%, 2.3% y 2.1% en los edificios de 4, 8, 12 y 20 pisos, respectivamente. Notar que hay una clara tendencia en la cual las estructuras más bajas tienden a presentar valores más altos que aquellas con un mayor número de pisos. Esta tendencia se ve directamente reflejada al momento de calcular las probabilidades de colapso en la sección 7, ya que, como se verá más adelante, este parámetro de riesgo depende de las derivas de piso. Por otra parte, al momento de incorporar los elementos de reforzamiento, este *EDP* disminuye a valores que oscilan entre 1% y 2%, con valores muy cercanos entre sí en cada edificio.

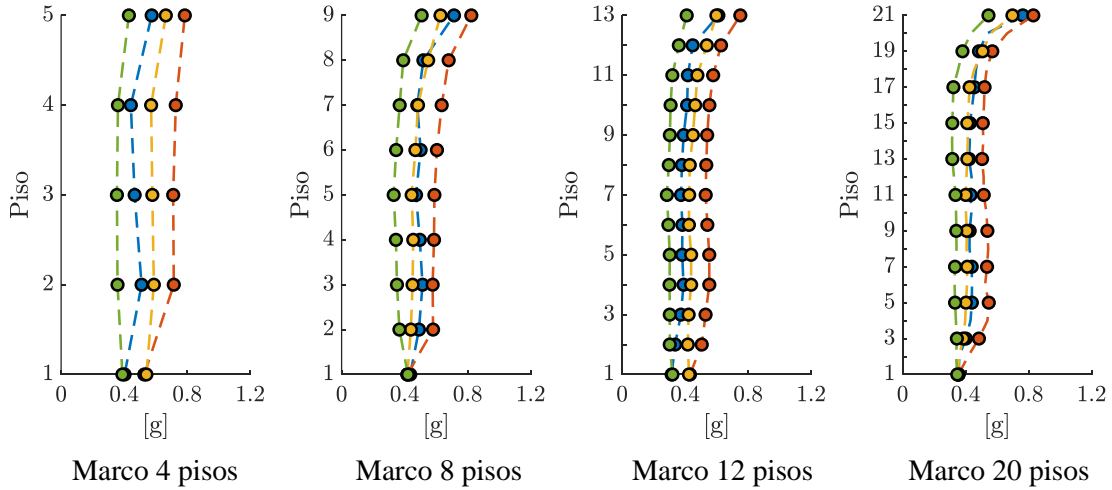
Las derivas de piso residuales se visualizan en la Figura 8b. Al igual como sucede con las *IDR*, las *RIDR* siguen la misma tendencia descrita en el párrafo anterior, en donde las estructuras sin reforzamiento experimentan valores medios máximos de 1.3%, 1.2%, 0.8% y 0.6% en los edificios de 4, 8, 12 y 20 pisos, respectivamente. Al incorporar los diversos elementos de refuerzo estructural, este *EDP* disminuye a valores medios máximos entre 0.3% y 0.4%.

Las aceleraciones de piso se muestran en la Figura 8c. Los valores medios máximos de este *EDP* en las estructuras originales, los cuales se concentran en el nivel más alto, son de 0.6g, 0.7g, 0.6g y 0.8g en las estructuras de 4, 8, 12 y 20 pisos, respectivamente. Al contrario de como sucedió en los dos casos anteriores, en donde los elementos de reforzamiento siempre disminuían los *EDP*, las aceleraciones de piso pueden aumentar o disminuir dependiendo del tipo de refuerzo. En el caso de las riostras convencionales, estas tienen una propensión a aumentar las aceleraciones, en cambio, los disipadores de fluido viscoso a disminuirlas; en cuanto a las riostras restringidas al pandeo, las aceleraciones aumentan en los edificios de 4 y 12 niveles, mientras que son prácticamente iguales a las estructuras sin refuerzo en los edificios de 8 y 20 pisos.





(b) RIDR



(c) PFA

Figura 8. Media de los parámetros de demanda estructural (EDP) en el sismo BSE-2E.

6 Inversión inicial

En este apartado se busca comparar los costos de implementación de las alternativas de reforzamiento en estudio. En ninguno de los casos de análisis se considera el precio de las conexiones. Para determinar el valor de las riostras se contactó a un proveedor especializado en secciones HSS cuyo valor, a la fecha de esta investigación, es de US\$1950 por tonelada. Respecto a las riostras restringidas al pandeo, se considera que estas tienen un valor de US\$9 por kg de acero (Guerrero et al., 2017); además, de acuerdo con el ASCE 41-17 (2017b), se deben efectuar dos ensayos de laboratorio por cada tipo de dispositivo empleado, cuyo valor aproximado es de US\$5000 (Bosco et al., 2018). Finalmente, para estimar el costo de los disipadores de fluido viscoso se utiliza la expresión derivada por Gidaris & Taflanidis (2015) la cual se presenta en la Ecuación 4, donde C_j es el costo de cada dispositivo en dólares y $F_{max,j}$ la fuerza máxima en kN de cada uno de ellos. Adicionalmente, a este último valor se agrega el costo de los brazos metálicos utilizados para conectar los amortiguadores a la estructura principal y los ensayos de laboratorio requeridos por el ASCE 41.

$$C_j = 96.88(F_{max,j})^{0.607} \quad (4)$$

Los costos de inversión de las distintas alternativas de reforzamiento se presentan en la Figura 9. En todos los casos analizados se puede apreciar claramente que el uso de riostras convencionales representa la opción más económica, cuyos valores son aproximadamente un 10% el costo de las riostras restringidas al pandeo y un 5% el de los disipadores. Para poder realizar una comparación mucho más rigurosa, que permita tomar decisiones con más información, en las siguientes secciones se realiza un análisis probabilístico de las pérdidas económicas, donde se tienen en cuenta todos los componentes estructurales y no estructurales que componen cada edificio.

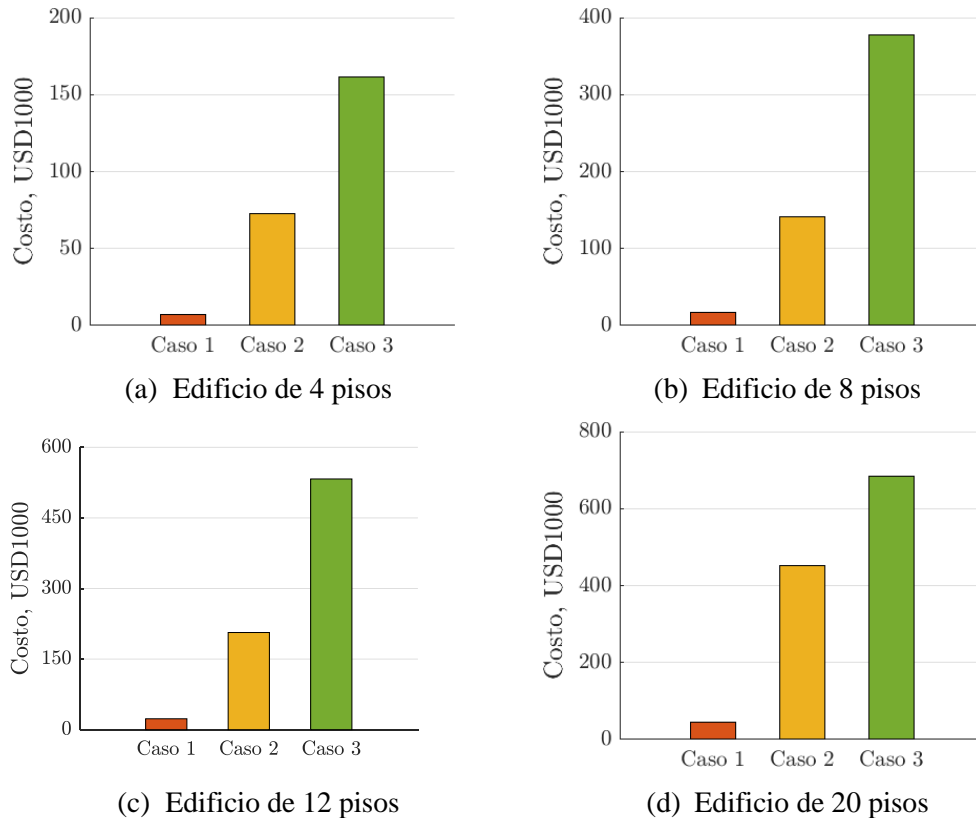


Figura 9. Inversión requerida.

7 Evaluación del riesgo de colapso

Existen diversas métricas para cuantificar el riesgo de colapso en una estructura (Eads, 2013), las que se mencionan a continuación.

- Probabilidad de colapso dada una medida de intensidad, $P(C|IM)$
- Intensidad mediana de colapso
- Cociente de margen de colapso (CMR)
- Frecuencia anual media de colapso, λ_c
- Probabilidad de colapso en un determinado período de tiempo, P_c

En esta investigación se emplean las dos últimas alternativas para estudiar el riesgo de colapso en las diferentes estructuras.

7.1 Frecuencia anual media de colapso

La frecuencia anual media de colapso (λ_c) es un parámetro en el que se tienen en cuenta todas las intensidades que contribuyen a que una estructura colapse, así como también la amenaza sísmica propia de cada sitio y la respuesta estructural de cada sistema. La expresión matemática que permite calcular

λ_c viene dada por la Ecuación 5, la que depende de dos elementos: la pendiente de la curva de amenaza sísmica del sitio y la curva de fragilidad de la estructura bajo análisis.

$$\lambda_c = \int_{IM} P(C|IM) \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM \quad (5)$$

Para determinar las curvas de fragilidad de colapso, se lleva a cabo un análisis de franjas múltiples (“multi-stripe analysis”). Para cada estructura se utilizaron entre cinco y diez franjas, y se seleccionaron 30 registros sísmicos en cada una de ellas. Estos fueron escogidos a través de un espectro condicionado (CS) mediante la herramienta desarrollada por Baker & Lee (2018). La medida de intensidad (IM) empleada para la selección de los registros corresponde a la aceleración espectral, considerando un 5% de amortiguamiento, en el periodo fundamental de cada estructura, $S_a(T_1, 5\%)$. Además, se limitó a un máximo de seis los registros de un mismo evento y la base de datos utilizada fue NGA West2 del sitio web del “Pacific Earthquake Engineering Research Center” (PEER). Se considera que las estructuras colapsan cuando estas alcanzan derivas de piso (IDR) de 0.15 rad (Eads, 2013). Finalmente, las curvas de fragilidad de colapso se obtienen ajustando una distribución lognormal mediante el método de Máxima Verosimilitud.

Las curvas de amenaza sísmica se obtienen del sitio web del Servicio Geológico de Estados Unidos (s. f.), específicamente se utilizó la actualización 4.2.0 de la edición del 2014. Como ya se mencionó en la sección 3, el sitio de emplazamiento de las estructuras corresponde a Los Ángeles, California (Latitud 34.00, Longitud -118.15), el que tiene una velocidad de onda de corte de 259 m/s, lo que corresponde a un suelo tipo D según clasificación NEHRP. Para poder realizar la integración numérica de λ_c , se realiza un ajuste polinomial de cuarto orden en el espacio logarítmico.

Las probabilidades de colapso son una forma distinta de representar λ_c , las que son más fáciles de comunicar e interpretar por las partes interesadas. Si se asume que la ocurrencia de terremotos sigue una distribución Poisson, la probabilidad de colapso en t años viene dada por la Ecuación 6.

$$P_c(t) = 1 - e^{-\lambda_c t} \quad (6)$$

7.2 Resultados

En la Tabla 1 se presentan los periodos, la media y desviación estándar logarítmica de las curvas de fragilidad de colapso y los parámetros de riesgo de todos los casos estudiados. Notar cómo las probabilidades de colapso de los edificios originales (Caso 0) son superiores al límite de 1% establecido por el ASCE 7-16 (2017a), lo que justifica su reforzamiento. Otra observación interesante es que las estructuras más bajas tienen mayores probabilidades de colapso que aquellas con un mayor número de pisos. Por otra parte, al analizar las estructuras con reforzamiento, es posible apreciar que las mayores probabilidades de colapso se producen en las estructuras reforzadas con riostras convencionales, en donde no fue posible cumplir con el límite de 1% en los edificios de 8 y 12 pisos. Por el contrario, las probabilidades de colapso más bajas en los edificios de 4 y 8 pisos se obtienen al emplear riostras restringidas al pandeo, mientras que en las estructuras de 12 y 20 niveles estas se producen al utilizar disipadores de fluido viscoso.

Es importante mencionar que en el trabajo original de Elkady & Lignos (2015), las curvas de fragilidad de colapso se obtuvieron a través de un análisis dinámico incremental o IDA, en donde se utilizaron 22 pares de registros sísmicos (i.e., 44 registros en total) especificados en el FEMA P695 (2009). Por otro lado, para las curvas de amenaza sísmica se utilizó la actualización del año 2008 del sitio web del Servicio Geológico de Estados Unidos (s. f.). Estas diferencias hacen que las probabilidades de colapso que se presentan en esta sección sean diferentes a las del trabajo original.

Tabla 1. Curvas de fragilidad de colapso y parámetros de riesgo.

Pisos	Caso	T ₁ [s]	Curvas de fragilidad		Riesgo de colapso	
			μ [g]	β _{ln}	λ _c [1/año]	P _c (50 años)
4	0	1.42	0.93	0.36	6.77e-4	3.33%
	1	0.73	3.72	0.52	1.11e-4	0.55%
	2	0.74	6.12	0.49	1.87e-5	0.09%
	3	1.41	2.03	0.26	6.69e-5	0.33%
8	0	1.89	0.83	0.45	5.46e-4	2.69%
	1	1.23	2.13	0.59	2.18e-4	1.08%
	2	1.24	2.65	0.52	9.64e-5	0.48%
	3	1.89	1.51	0.40	1.08e-4	0.54%
12	0	2.54	0.61	0.45	5.15e-4	2.54%
	1	1.83	1.30	0.47	2.12e-4	1.05%
	2	1.83	1.51	0.52	1.65e-4	0.82%
	3	2.53	0.97	0.37	1.39e-4	0.69%
20	0	3.26	0.52	0.48	4.02e-4	1.99%
	1	2.71	0.90	0.50	1.92e-4	0.96%
	2	2.73	0.98	0.56	1.84e-4	0.91%
	3	3.26	0.79	0.43	1.28e-4	0.64%

8 Estimación de pérdidas

8.1 Descripción general de la metodología

Las pérdidas económicas en una estructura luego de que ocurre un terremoto pueden ser de distinto tipo. Por ejemplo, puede darse el caso de que solo sea necesario reparar y reemplazar algunos componentes estructurales y no estructurales; por otra parte, puede suceder que el edificio no colapse, pero deba ser demolido y reemplazado producto de las deformaciones residuales que puedan existir y, el tercer tipo de pérdida se produce cuando el evento sísmico tiene una intensidad tal que hace que el sistema colapse y sea necesario reemplazarlo completamente. Debido a que estos tres posibles escenarios son mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, el valor esperado de las pérdidas económicas en un determinado nivel de intensidad $IM = im$ puede ser estimado empleando el teorema de probabilidades totales, como se muestra en la Ecuación 7 (Ramirez & Miranda, 2012):

$$E[L_T|IM] = E[L_T|NC \cap R, IM] \cdot \{1 - P(D|NC, IM)\} \cdot \{1 - P(C|IM)\} + E[L_T|NC \cap D] \cdot P(D|NC, IM) \cdot \{1 - P(C|IM)\} + E[L_T|C] \cdot P(C|IM) \quad (7)$$

donde $E[L_T|NC \cap R, IM]$ es la pérdida esperada de las reparaciones producto que la estructura no colapsa en un nivel de intensidad $IM = im$; $E[L_T|NC \cap D]$ corresponde a la pérdida esperada cuando la estructura no colapsa, pero de todas formas debe ser demolida producto de las deformaciones residuales que pueden ocurrir en una intensidad $IM = im$; $E[L_T|C]$ representa el costo de remover y reemplazar la estructura cuando esta colapsa en una intensidad $IM = im$; $P(C|IM)$ es la probabilidad de colapso en un nivel de intensidad $IM = im$; y $P(D|NC, IM)$ es la probabilidad de demoler la estructura dado que no hay colapso. Esta última probabilidad se puede calcular como una función de las derivas de pisos residuales (RIDR) como se visualiza en la Ecuación 8:

$$P(D|NC, IM) = \int_0^{\infty} P(D|RIDR)dP(RIDR|NC, IM) \quad (8)$$

donde $P(D|RIDR)$ es la probabilidad de demoler la estructura condicionada a las derivas de pisos residuales (RIDR) máximas de todos los niveles, para la cual se puede asumir una distribución lognormal con media de 0.011 radianes y desviación estándar logarítmica de 0.25 (Elkady et al., 2020). Por último, $P(RIDR|NC, IM)$ es la probabilidad de exceder una determinada RIDR cuando la estructura no colapsa ante la ocurrencia de un sismo de intensidad $IM = im$.

8.2 Identificación de componentes y costos

Con el fin de realizar una estimación razonable de las pérdidas económicas, es necesario identificar los diversos componentes estructurales y no estructurales que componen cada sistema, así como sus respectivas curvas de fragilidad. Estas curvas permiten estimar la probabilidad de que un elemento exceda un determinado estado de daño en función de un EDP. En la Tabla 2 se resumen los diversos componentes considerados en este trabajo, cuyas curvas de fragilidad y costos se obtuvieron del trabajo de Hwang & Lignos (2017) y de la base de datos del FEMA P-58 (2012) en el caso de las riostras convencionales y riostras restringidas al pandeo.

Adicionalmente, se debe definir el costo de reemplazar y demoler cada una de las estructuras analizadas. Para el caso de los edificios originales se considera un costo de US\$3.500.000 por piso (Hwang & Lignos, 2017), mientras que el valor de las estructuras reforzadas se estima como el precio de las estructuras originales más la inversión inicial determinada en la sección 6. Este valor es luego empleado para normalizar las pérdidas esperadas presentadas en la sección 8.3. Por otro lado, el precio de demolición se asume igual al costo de reemplazar cada estructura más un 10% adicional necesario para demoler los edificios y remover los escombros.

8.3 Resultados

En la Figura 10 se presenta la pérdida esperada total versus la intensidad, $S_a(T_1, 5\%)$, para el Caso 0 y Caso 3 del edificio de 8 niveles. Estas pérdidas son normalizadas por el costo de reposición definido en la sección 8.2. En ambos casos se destacan las intensidades sísmicas de interés, tales como el sismo de servicio (SLE), el cual tiene una probabilidad de excedencia del 30% en 50 años; el sismo máximo considerado (MCE), con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años; y el sismo de diseño (DBE), que se considera como 2/3 del MCE. Además, la pérdida total es desagregada en pérdidas por reparaciones de componentes estructurales y no estructurales, demolición y colapso.

Al analizar la Figura 10 es posible apreciar que, para intensidades sísmicas menores a SLE, las pérdidas económicas estarán controladas por la reparación de componentes estructurales y no estructurales en el Caso 0, mientras que prácticamente no habrá pérdidas de ningún tipo cuando el sistema es reforzado con disipadores (i.e, Caso 3). Por otro lado, para intensidades sísmicas superiores a SLE y menores a DBE, las pérdidas en el Caso 0 estarán controladas por las grandes RIDR que podría experimentar el edificio, provocando que sea necesario demolerlo. Así mismo, para este mismo rango de intensidades en el Caso 3, las pérdidas se deberán principalmente a la reparación de componentes. Respecto a las intensidades superiores a DBE y menores a MCE, las pérdidas esperadas en ambos casos estarán dominadas por la demolición de la estructura, con la diferencia de que en el Caso 3 el aporte del colapso recién se comienza a evidenciar. Finalmente, cuando las intensidades sísmicas son mayores a MCE, prácticamente la totalidad de las pérdidas se deberá al colapso de la estructura en el Caso 0, mientras que en el Caso 1 existe un pequeño rango de intensidades en donde las pérdidas estarán controladas por la demolición del sistema antes de pasar a estar dominadas por el colapso.

Tabla 2. Curvas de fragilidad y costos de componentes.

ID	Nombre	Estado de daño	Parámetros de fragilidad			Costos
			EDP	x_m	β	x_m (US\$)
1	Placa base de columnas ($W < 150$ plf)	1	IDR	0.04	0.4	19224
		2		0.07	0.4	27263
		3		0.10	0.4	32423
2	Placa base de columnas (150 plf $< W < 300$ plf)	1	IDR	0.04	0.4	20082
		2		0.07	0.4	29395
		3		0.10	0.4	36657
3	Placa base de columnas (300 plf $< W$)	1	IDR	0.04	0.4	21363
		2		0.07	0.4	32567
		3		0.10	0.4	41890
4	Empalmes de columnas ($W < 150$ plf)	1	IDR	0.04	0.4	9446
		2		0.07	0.4	11246
		3		0.10	0.4	38473
5	Empalmes de columnas (150 plf $< W < 300$ plf)	1	IDR	0.04	0.4	10246
		2		0.07	0.4	13012
		3		0.10	0.4	42533
6	Empalmes de columnas (300 plf $< W$)	1	IDR	0.04	0.4	11446
		2		0.07	0.4	14812
		3		0.10	0.4	47594
7	Columnas ($W \leq 27$)	1	IDR	0.03	0.3	16033
		2		0.04	0.3	25933
		3		0.05	0.3	25933
8	Columnas ($W \geq 30$)	1	IDR	0.03	0.3	17033
		2		0.04	0.3	28433
		3		0.05	0.3	28433
9	Riostras HSS en Chevron ($W < 40$ plf)	1	IDR	0.0035	0.45	29983
		2		0.0092	0.3	34648
		3		0.0167	0.15	36481
		4		0.0223	0.15	36481
10	Riostras HSS en Chevron (41 plf $< W < 99$ plf)	1	IDR	0.0035	0.45	29983
		2		0.0092	0.3	44148
		3		0.0167	0.15	47882
		4		0.0223	0.15	47882
11	BRB Chevron (41 plf $< W < 99$ plf)	1	IDR	0.02	0.4	53900
12	BRB Chevron (100 plf $< W$)	1	IDR	0.02	0.4	72217
13	Conexiones RBS (vigas a un lado, $W \leq 27$)	1	IDR	0.01	0.17	0
		2		0.0216	0.3	16033
		3		0.05	0.3	25933
14	Conexiones RBS (vigas a un lado, $W \geq 30$)	1	IDR	0.01	0.17	0
		2		0.0216	0.3	17033
		3		0.05	0.3	28433

Tabla 2 (continuación). Curvas de fragilidad y costos de componentes.

ID	Nombre	Estado de daño	Parámetros de fragilidad			Costos
			EDP	x_m	β	x_m (US\$)
15	Conexiones RBS (vigas a dos lados, $W \leq 27$)	1		0.01	0.17	0
		2	IDR	0.0216	0.3	26567
		3		0.05	0.3	46999
16	Conexiones RBS (vigas a dos lados, $W \geq 30$)	1		0.01	0.17	0
		2	IDR	0.0216	0.3	28733
		3		0.05	0.3	52399
17	Conexiones apernadas a corte	1		0.04	0.4	12107
		2	IDR	0.08	0.4	12357
		3		0.11	0.4	12307
18	Losa colaborante	1		0.00375	0.13	180
		2	IDR	0.01	0.22	330
		3		0.05	0.35	570
19	Muros divisorios	1		0.0039	0.17	90
		2	IDR	0.0085	0.23	530
20	Acabado de muros divisorios	1		0.0039	0.17	90
		2	IDR	0.0085	0.23	250
21	Muros cortina	1		0.04	0.36	440
		2	IDR	0.046	0.33	440
22	Techo falso	1		0.35	0.4	3542
		2	PFA	0.55	0.4	29337
		3		0.8	0.4	55199
23	Sistema anti-incendio	1	PFA	0.32	1.4	900
24	Elevador hidráulico	1	PFA	0.50	0.28	868

El análisis realizado en el párrafo anterior solo puede ser realizado para comparar estructuras con el mismo periodo, en donde las intensidades sísmicas serán iguales, como es el caso de las estructuras originales y con disipadores de fluido viscoso. Sin embargo, para poder comparar el resto de las alternativas de reforzamiento es necesario emplear otro tipo de herramienta. Por esta razón, en la sección 9 se calculan las pérdidas anuales esperadas, las que permiten considerar todas las intensidades que contribuyen a las pérdidas económicas, así como también la amenaza sísmica propia de cada sitio.

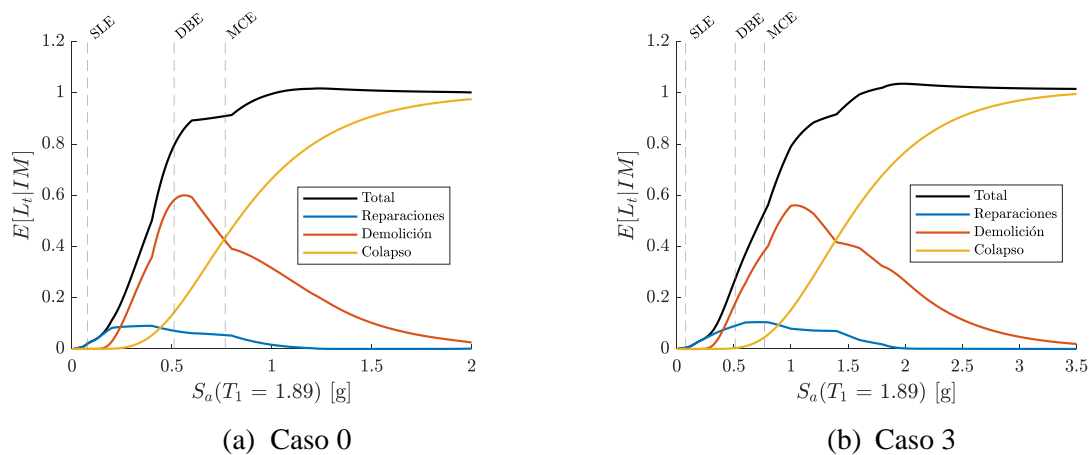


Figura 10. Curvas de vulnerabilidad normalizadas para el edificio de 8 pisos.

9 Pérdidas anuales esperadas

Las pérdidas anuales esperadas (EAL) permiten cuantificar las pérdidas económicas producto de las reparaciones que se deben realizar como consecuencia de los eventos sísmicos ocurridos en un lapso de un año. Este parámetro se obtiene al integrar la curva de vulnerabilidad de una determinada estructura (ver Figura 10) junto con la pendiente de la curva de amenaza sísmica, tal como se puede ver en la Ecuación 9. Vale la pena señalar que en el cálculo de las EAL las pérdidas estarán fuertemente influenciadas por los sismos con una alta probabilidad de ocurrencia en lugar de aquellos con tasas de excedencia más bajas.

$$EAL = \int_{IM} E[L_T | IM] \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dIM} \right| dIM \quad (9)$$

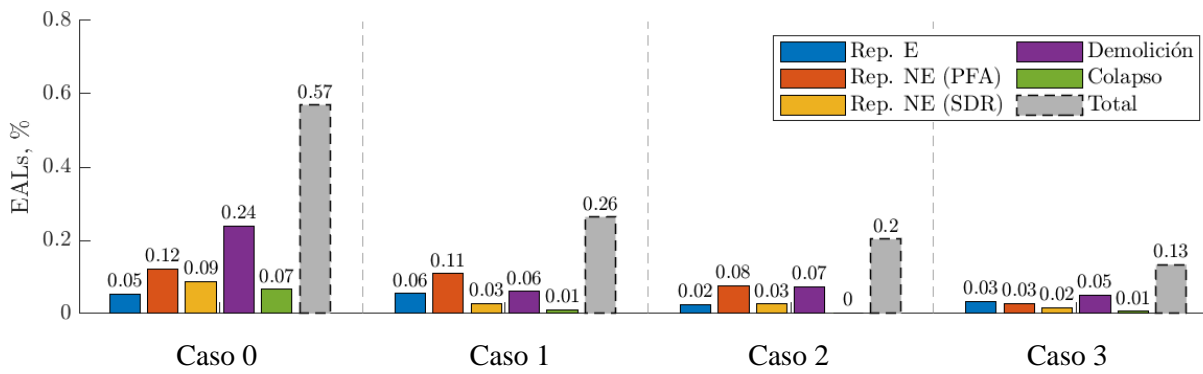
En la Figura 11 se ilustran las pérdidas anuales esperadas (EAL) normalizadas por el costo de reposición. Al igual como se hizo en la sección anterior, las pérdidas totales son desagregadas en pérdidas por reparaciones, demolición y colapso. A su vez, las pérdidas por reparaciones son desagregadas en reparaciones de componentes estructurales, componentes no estructurales sensibles a las aceleraciones y componentes no estructurales sensibles a las derivas de piso. En el caso de las estructuras sin ningún tipo de reforzamiento (Caso 0), las pérdidas totales son de 0.57%, 0.36%, 0.29% y 0.28% para los edificios de 4, 8, 12 y 20 pisos respectivamente, las cuales se encuentran dominadas por demolición.

Cuando los sistemas son reforzados con riostras convencionales (Caso 1) los valores disminuyen a 0.26%, 0.21%, 0.19% y 0.18%. La principal razón de esta diferencia se debe a la reducción de las pérdidas por demolición y, en menor medida, en las pérdidas por reparaciones de componentes no estructurales sensibles a las derivas de piso y colapso. Por el contrario, las pérdidas por reparación de componentes estructurales y no estructurales sensibles a las aceleraciones prácticamente permanecen sin cambios. Por otra parte, la principal fuente de pérdidas viene dada por demolición y reparación de componentes no estructurales sensibles a las aceleraciones. Además, este último tipo de pérdida presenta los mayores valores en todas las estructuras reforzadas. Esto se debe a que las riostras convencionales, como fue mencionado en la sección 5, tienden a incrementar las aceleraciones.

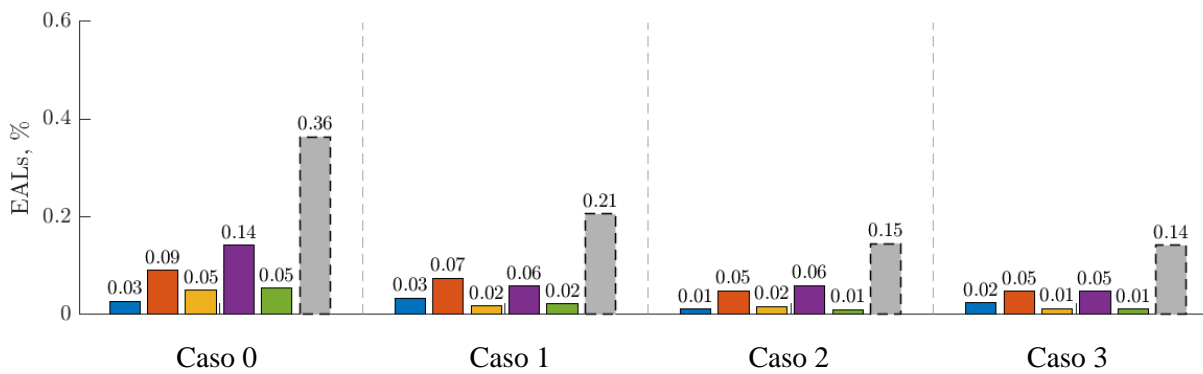
Respecto a los edificios con riostras restringidas al pandeo (Caso 2), las pérdidas totales serán menores que en el Caso 1, con valores que oscilan entre 0.14% y 0.20%. Al igual que en el caso anterior, hay una importante reducción en las pérdidas por demolición, mientras que el resto de las pérdidas disminuyen en menor medida. Adicionalmente, las pérdidas totales estarán controladas por la reparación de componentes no estructurales sensibles a las aceleraciones y demolición.

Finalmente, las pérdidas en las estructuras equipadas con disipadores de fluido viscoso (Caso 3) presentan las pérdidas totales más bajas, con valores que varían entre 0.11% y 0.14%. Al comparar la desagregación de pérdidas entre todas las estructuras reforzadas, es posible notar que la principal razón por la cual el Caso 3 tiene las pérdidas totales más bajas se debe a que el aporte de las reparaciones de componentes no estructurales sensibles a las aceleraciones disminuye notoriamente. Por otra parte, al comparar las pérdidas con el Caso 0, es posible notar una gran reducción en las pérdidas antes mencionadas y las generadas por demolición y colapso, mientras que las demás tienen una disminución menos importante.

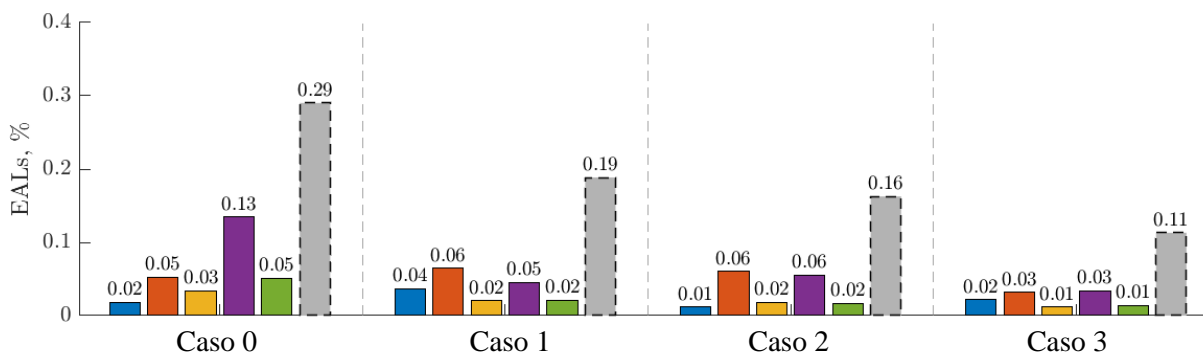
En base a lo expuesto en los párrafos anteriores, es posible decir que el uso de disipadores de fluido viscoso resulta ser la mejor alternativa al momento de reducir las EAL, las que pueden ser desde un 23% hasta un 43% las de las estructuras originales. En cambio, con la aplicación de riostras restringidas al pandeo estos valores varían entre 35% a 50% y con riostras convencionales entre 46% a 64%. A pesar de lo anterior, esta métrica de pérdidas no considera la inversión inicial de los elementos de reforzamiento en donde, como se pudo ver en la sección 6, pueden existir grandes diferencias dependiendo del método utilizado. Por esta razón, en la sección 10 se calcula el valor actual neto, ya que permite incluir en el análisis de pérdidas estos costos.



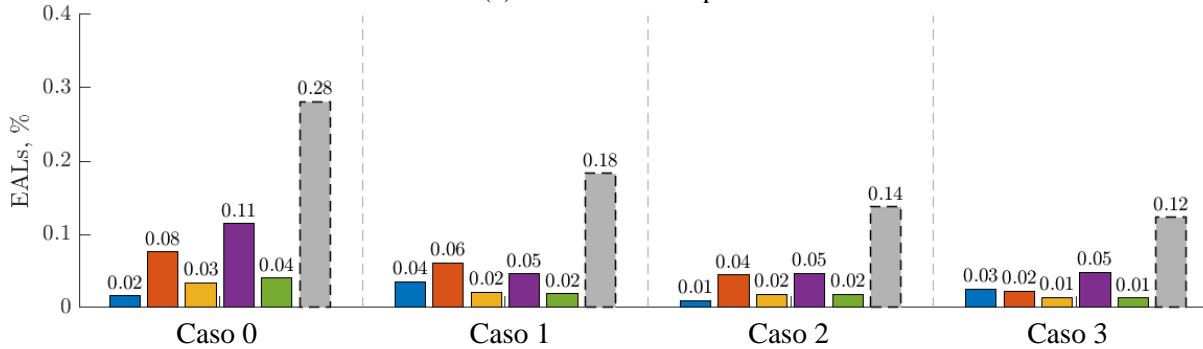
(a) Edificio de 4 pisos



(b) Edificio de 8 pisos



(c) Edificio de 12 pisos



(d) Edificio de 20 pisos

Figura 11. Pérdidas anuales esperadas.

10 Costos de ciclo de vida

A pesar de que la inversión inicial y las pérdidas anuales esperadas ayudan a tener una noción general sobre qué medida de refuerzo puede ser la más conveniente, los costos de ciclo de vida de un proyecto son una métrica mucho más útil para comparar las distintas alternativas en un determinado periodo de tiempo (por ejemplo, 50 años). Estos se calculan como el costo inicial de las estructuras originales (C_o) más el valor actual neto (VAN), el que viene dado por la ecuación 10.

$$VAN = -I_o + \sum_{i=1}^T F_t(1+r)^{-i} \quad (10)$$

donde I_o es la inversión realizada en el momento inicial, F_t son los flujos de dinero en cada periodo de tiempo i , T es el número de periodos y r corresponde a la tasa de interés.

Para poder comparar de manera objetiva los distintos casos de estudio, en la Figura 12 se presenta la inversión total en un periodo de 50 años, expresada en función del costo de las estructuras originales (C_o). Como se mencionó en el párrafo anterior, estos valores se obtienen al sumar C_o con el VAN, donde los flujos de caja corresponden a las pérdidas anuales esperadas, la inversión inicial son los resultados presentados en la sección 6 y la tasa de interés se asume igual a un 3%. En el caso de las estructuras sin ningún tipo de reforzamiento (Caso 0), se observa que los costos totales normalizados en 50 años son de 1.147, 1.094, 1.075 y 1.072 para los edificios de 4, 8, 12 y 20 pisos, respectivamente. Al incorporar elementos de mejoramiento estructural se observa una notoria disminución en dichos valores, especialmente en el edificio de 4 pisos. En el caso de las riostras convencionales (Caso 1), los valores anteriores disminuyen a 1.068, 1.054, 1.049 y 1.048. Estos son los costos más altos en los sistemas con refuerzo, es decir, las riostras convencionales son la alternativa menos eficiente al momento de reducir los costos totales. Respecto a los edificios con riostras restringidas al pandeo (Caso 2), los costos son de 1.057, 1.042, 1.047 y 1.042. Estos valores resultan ser una opción intermedia, con excepción del edificio de 8 pisos, el cual tiene los valores más bajos. Por último, el uso de disipadores de fluido viscoso (Caso 3) permite minimizar en mayor medida los costos de ciclo de vida, con valores de 1.046, 1.05, 1.042 y 1.041, respectivamente. Debido a que estos son los valores más bajos entre las estructuras reforzadas, con excepción del edificio de 8 pisos, es correcto señalar que el uso de estos dispositivos representa alternativa más eficiente al momento de reducir las pérdidas totales.

En base a lo expuesto en el párrafo anterior es correcto concluir que el uso de riostras convencionales es la alternativa que requiere la menor inversión inicial, pero es la que provee la menor mejora en términos de costos totales de entre las tres alternativas de reforzamiento. Por el contrario, la mayor inversión requerida para los disipadores de fluido viscoso pasa a segundo plano gracias al gran comportamiento estructural que estos ofrecen, sobre todo para disminuir las aceleraciones y, en consecuencia, los costos totales. Sin embargo, en algunas ocasiones esta inversión sí puede ser importante. Por ejemplo, las pérdidas anuales esperadas en el edificio de 8 pisos reforzado con riostras

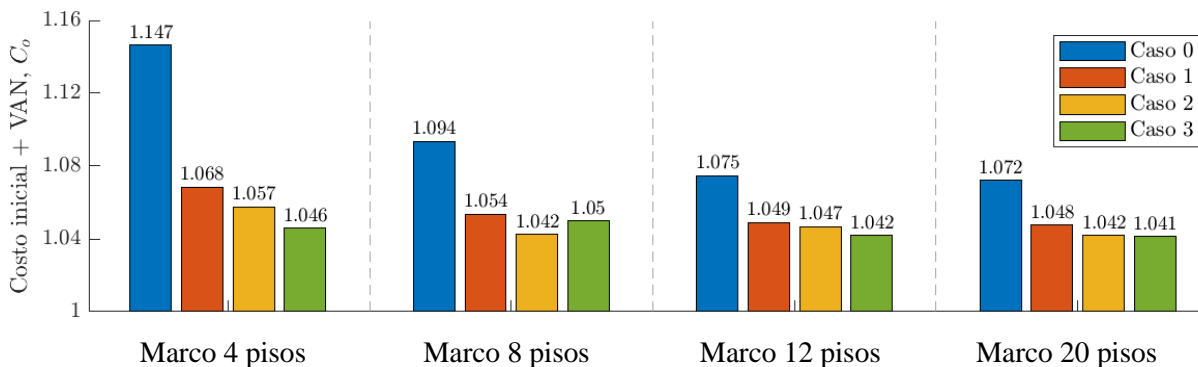


Figura 12. Costo total en 50 años.

restringidas al pandeo y disipadores de fluido viscoso resultaron ser prácticamente iguales, sin embargo, la menor inversión de las riostras hace que sean más convenientes de implementar. Por esta razón, es importante contar con diferentes herramientas financieras a la hora de tomar decisiones, ya que cada una permite considerar factores que las otras podrían no tener en cuenta.

A pesar de lo señalado en los párrafos anteriores, la diferencia entre los costos de ciclo de vida en los edificios de 8, 12 y 20 pisos es prácticamente insignificante. Una de las principales razones por la que se produce esto se debe a que la baja inversión de las riostras convencionales permite amortiguar las altas pérdidas anuales en el cálculo del VAN, mientras que la gran inversión de los disipadores de fluido viscoso no permite sacar mayores ventajas de las bajas pérdidas anuales. Otra razón importante se debe a que el diseño de las distintas estrategias de refuerzo estuvo bastante limitado producto de la alta razón demanda/capacidad de las columnas. Sin embargo, esto no fue un problema en el edificio de 4 niveles, por lo que el diseño de dispositivos de mejoramiento estructural fue mucho más flexible, permitiendo que la diferencia en los costos totales a los 50 años sea mayor que en el resto de los edificios. En muchas ocasiones, antes de implementar técnicas de rehabilitación global como las utilizadas en este trabajo, es común llevar a cabo un refuerzo local de componentes como columnas, vigas y/o conexiones. Un mejoramiento de las columnas podría aumentar su capacidad y, así, limitar en menor medida la elección de los elementos de refuerzo, acentuando la diferencia en los costos totales, tal como fue el caso del edificio de 4 pisos. Por último, es importante señalar que el diseño de los métodos de refuerzo se realizó a través de un análisis iterativo hasta lograr encontrar los dispositivos que permiten disminuir en mayor medida las derivas de piso sin llegar a sobrepasar la capacidad de las columnas. Si la verificación de los elementos de refuerzo se hubiese realizado siguiendo las recomendaciones de las normas de diseño, las dimensiones finales hubiesen sido diferentes, al igual que los costos totales a los 50 años.

11 Conclusiones y Comentarios

En esta investigación se evaluaron las pérdidas económicas de cuatro edificios de acero con marcos resistentes a momento de 4, 8, 12 y 20 pisos. Debido a que estos sistemas cuentan con un diseño sísmico deficitario, provocando grandes derivas de piso y, en consecuencia, probabilidades de colapso elevadas, se comparan tres alternativas de reforzamiento: riostras convencionales, riostras restringidas al pandeo y disipadores de fluido viscoso. Para poder realizar un análisis integral de las pérdidas económicas, donde se tengan en cuenta las distintas intensidades sísmicas que una estructura puede experimentar durante su vida útil, así como los diversos componentes estructurales y no estructurales que conforman cada una de estas, se emplea la metodología de estimación de pérdidas desarrollada por Ramirez & Miranda (2012). Las pérdidas económicas fueron evaluadas en términos de dos métricas: pérdidas anuales esperadas y costos de ciclo de vida. A continuación, se resumen los principales resultados de esta investigación.

- (1) La inversión requerida para reforzar edificios de marcos de acero con riostras convencionales puede ser cerca de 10 veces menor que el uso de riostras restringidas al pandeo y cerca de 20 veces más baja que emplear disipadores de fluido viscoso. A pesar de esta gran diferencia, en este estudio se ve que dicha disparidad de costos es marginal comparada con las pérdidas esperadas durante la vida útil de la estructura.
- (2) En todos los casos, las probabilidades de colapso en las estructuras originales son superiores al límite de 1% establecido por el ASCE 7-16 (2017a), lo que justifica su reforzamiento. En el caso de los edificios equipados con riostras restringidas al pandeo y disipadores de fluido fue posible disminuir estos valores para cumplir con dicha recomendación de diseño. Por el contrario, los sistemas mejorados con riostras convencionales presentan probabilidades de colapso mayores que en los dos casos antes mencionados, además, no se pudo cumplir con el límite de 1% en los edificios de 12 y 8 pisos. Por lo tanto, se puede concluir que estos sistemas no son la mejor opción al momento de disminuir las probabilidades de colapso de las estructuras analizadas en este estudio.
- (3) Los disipadores de fluido viscoso son la mejor alternativa para reducir las pérdidas anuales esperadas, cuyos valores pueden ser entre 1.0 a 1.5 veces más bajos que con riostras restringidas al

pandeo y entre 1.5 a 2.0 veces menores que con riostras convencionales. La principal razón por la que los disipadores resultan ser la opción más conveniente se debe a que estos elementos tienden a reducir las aceleraciones y, en consecuencia, las pérdidas de componentes no estructurales sensibles a este parámetro de demanda estructural, los que son una importante fuente de pérdida.

- (4) La incorporación de disipadores de fluido viscoso en la mayoría de las estructuras permite reducir significativamente los valores actuales netos, los cuales pueden ser hasta 1.3 veces menores en comparación con el uso de riostras restringidas al pandeo y 1.5 veces más bajos en comparación con el uso de riostras convencionales. No obstante, al considerar la inversión de las estructuras originales, estas diferencias se vuelven prácticamente irrelevantes. De todas formas, es correcto señalar que, a pesar de la gran inversión que conlleva implementar amortiguadores de fluido viscoso, el buen comportamiento estructural que estos ofrecen, sobre todo para disminuir las aceleraciones, los convierten en la opción más rentable a largo plazo, aunque con una ventaja prácticamente marginal. Sin embargo, en algunas ocasiones esta inversión sí puede ser importante. Por ejemplo, las pérdidas anuales esperadas en el edificio de 8 pisos reforzado con riostras restringidas al pandeo y disipadores de fluido viscoso resultaron ser iguales, sin embargo, el menor costo de las riostras hace que sean más convenientes de implementar. Por esta razón, es importante contar con diferentes herramientas financieras a la hora de tomar decisiones, ya que cada una permite considerar factores que las otras podrían no tener en cuenta.
- (5) Es importante señalar que en este trabajo se realizaron una serie de simplificaciones y suposiciones que podrían cambiar los resultados levemente.
 - a. En ocasiones, es necesario llevar a cabo un refuerzo a nivel local de componentes estructurales, como columnas, vigas y/o conexiones, antes de implementar métodos globales de refuerzo, tal como se hizo en este estudio. Un mejoramiento de las columnas permitiría aumentar su capacidad y, en consecuencia, poder considerar otro tipo de configuración y/o elementos de refuerzo más robustos. Además, aumentaría la inversión asociada al refuerzo de las estructuras.
 - b. Para seleccionar los elementos de reforzamiento se realizó un análisis iterativo hasta lograr encontrar los dispositivos que permiten disminuir en mayor medida las derivas de pisos sin llegar a sobrepasar la resistencia a tracción y compresión de las columnas. Producto de lo anterior, puede darse el caso de que algún elemento no cumpla con todas las disposiciones de las normas de diseño.
 - c. El diseño de las diagonales restringidas al pandeo se realizó considerando que corresponden a dispositivos de disipación de energía. Alternativamente, estos elementos se podrían diseñar como diagonales convencionales, lo que eliminaría el costo de los ensayos que solicitan los códigos de diseño. Dicha alternativa reduciría la inversión inicial y presumiblemente no modificaría mayormente la respuesta del sistema. Esta alternativa se podría evaluar en trabajos futuros.
 - d. Debido a que la información disponible en la literatura sobre cómo capturar correctamente la respuesta de los disipadores cuando estos alcanzan sus estados límites es acotada, la posible falla del dispositivo no se incluye en los modelos numéricos. Esta consideración puede afectar en gran medida la evaluación del riesgo de colapso en las estructuras equipadas con disipadores de fluido viscoso.
 - e. Debido a que las estructuras analizadas en este estudio corresponden a edificios de marcos regulares en altura, su comportamiento estructural puede ser capturado de forma bastante precisa a través de modelos analíticos en dos dimensiones. Para otros tipos de sistemas, como sistemas irregulares, se deben realizar estudios más específicos.
 - f. Las pérdidas por tiempo de inactividad, muertes y heridos no son consideradas en este estudio.

Referencias

- AISC. (2010a). *Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications*. ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC. (2010b). *Seismic provisions for structural steel buildings*. ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- Akcelyan, S., Lignos, D. G., & Hikino, T. (2018). Adaptive numerical method algorithms for nonlinear viscous and bilinear oil damper models subjected to dynamic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 488-502. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.06.021>
- ASCE. (2007). *Seismic rehabilitation of existing buildings*. ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, VA. <https://doi.org/10.1061/9780784408841>
- ASCE. (2013). *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA. <https://doi.org/10.1061/9780784412916>
- ASCE. (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, VA. <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- ASCE. (2017a). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, VA. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- ASCE. (2017b). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. ASCE/SEI 41-17, American Society of Civil Engineers, Reston, VA. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Baker, J. W. (2011). Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000215](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000215)
- Baker, J. W., & Lee, C. (2018). An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(4), 708-723. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1264334>
- Balendra, T., Yu, C. H., & Lee, F. L. (2001). An economical structural system for wind and earthquake loads. *Engineering Structures*, 23(5), 491-501. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00061-4](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00061-4)
- Bosco, M., Marino, E. M., & Rossi, P. P. (2018). A design procedure for pin-supported rocking buckling-restrained braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(14), 2840-2863. <https://doi.org/10.1002/eqe.3112>
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Whittaker, A. (2011). *Ductile design of steel structures* (2nd ed). McGraw-Hill.
- Di Sarno, L., & Elnashai, A. S. (2002). *Seismic retrofitting of steel and composite building structures*. Mid-America Earthquake Center Report, CD Release 02-01, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, USA. Recuperado de <http://hdl.handle.net/2142/9265>
- Di Sarno, L., & Elnashai, A. S. (2009). Bracing systems for seismic retrofitting of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2), 452-465. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.02.013>
- Eads, L. (2013). *Seismic collapse risk assessment of buildings: Effects of intensity measure selection and computational approach* [Tesis de doctorado, Stanford University]. <http://purl.stanford.edu/wp898br0348>
- Elkady, A. (2022). FM-2D - open-source platform for the 2-dimensional numerical modeling and seismic analysis of buildings. *SoftwareX*, 17, 100927. <https://doi.org/10.1016/j.softx.2021.100927>
- Elkady, A., Güell, G., & Lignos, D. G. (2020). Proposed methodology for building-specific earthquake loss assessment including column residual axial shortening. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(4), 339-355. <https://doi.org/10.1002/eqe.3242>
- Elkady, A., & Lignos, D. G. (2015). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1289-1307. <https://doi.org/10.1002/eqe.2519>
- FEMA. (1997a). *NEHRP commentary on the guidelines for seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 274, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

- FEMA. (1997b). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA. (2012). *Seismic performance assessment of buildings*. FEMA P-58, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2018a). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Buildings*. FEMA P-58-6, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA. (2018b). *Seismic performance assessment of buildings*. FEMA P-58, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Gidaris, I., & Taflanidis, A. A. (2015). Performance assessment and optimization of fluid viscous dampers through life-cycle cost criteria and comparison to alternative design approaches. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(4), 1003-1028. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9646-5>
- Guerrero, H., Terán-Gilmore, A., Ji, T., & Escobar, J. A. (2017). Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils. *Engineering Structures*, 136, 406-419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.038>
- Hwang, S.-H., & Lignos, D. G. (2017). Earthquake-induced loss assessment of steel frame buildings with special moment frames designed in highly seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(13), 2141-2162. <https://doi.org/10.1002/eqe.2898>
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>
- Karamanci, E., & Lignos, D. G. (2014). Computational Approach for Collapse Assessment of Concentrically Braced Frames in Seismic Regions. *Journal of Structural Engineering*, 140(8), A4014019. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001011](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001011)
- Khatib, I. F., Mahin, S. A., & Pister, K. S. (1988). *Seismic behavior of concentrically braced steel frames* (Reporte N° UCB/EERC-88/01). Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, USA. <https://nehrpsearch.nist.gov/article/PB91-210898/XAB>
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2011). Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291-1302. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376)
- McKenna, F. T. (1997). *Object-oriented finite element programming: Frameworks for analysis, algorithms and parallel computing*. University of California, Berkeley.
- Moehle, J., & Deierlein, G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *13th world conference on earthquake engineering*.
- NEHRP. (2003). *Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. FEMA 450. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, DC. Agency, Washington, DC.
- Ramirez, C. M., & Miranda, E. (2012). Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation: SIGNIFICANCE OF RESIDUAL DRIFTS IN BUILDING EARTHQUAKE LOSS ESTIMATION. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(11), 1477-1493. <https://doi.org/10.1002/eqe.2217>
- Sam, M.-T., Balendra, T., & Liaw, C.-Y. (1995). Earthquake-resistant steel frames with energy dissipating knee elements. *Engineering Structures*, 17(5), 334-343. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00016-Z](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00016-Z)
- Servicio Geológico de Estados Unidos. (s. f.). *Unified Hazard Tool*. <https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/>
- Skiadopoulos, A., Elkady, A., & Lignos, D. G. (2021). Proposed Panel Zone Model for Seismic Design of Steel Moment-Resisting Frames. *Journal of Structural Engineering*, 147(4), 04021006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002935](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002935)

- Taylor Devices Inc. (2022). *Fluid viscous dampers: General guidelines for engineers including a brief history*.
- Uriz, P., Filippou, F. C., & Mahin, S. A. (2008). Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 619-628. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:4\(619\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(619))
- Villarreal, G., & Díaz la Rosa, M. (2016). *Edificaciones con disipadores viscosos* (1st ed). Villarreal Castro, Genner Alvarito.
- Wang, S. (2017). *Enhancing seismic performance of tall buildings by optimal design of supplemental energy-dissipation devices*. [Tesis de doctorado, University of California, Berkeley]. <https://escholarship.org/uc/item/8sv179sq>
- Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers & Structures*, 88(1-2), 45-53. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.08.001>
- Zsarnóczay, Á. (2013). *Experimental and numerical investigation of buckling restrained braced frames for Eurocode conform design procedure development*. [Tesis de doctorado, University of Technology and Economics, Budapest]. <http://hdl.handle.net/10890/5619>
- Zsarnóczay, Á., & Vigh, L. G. (2017). Eurocode conforming design of BRBF – Part II: Design procedure evaluation. *Journal of Constructional Steel Research*, 135, 253-264. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.04.013>

Apéndice A

Propiedades y dimensiones de los elementos de reforzamiento (ver Tablas A.1-A.3).

Tabla A.1. Propiedades riostras.

Edificio	Pisos	Sección	T ₁ [s]
4	1	HSS7x0.5	0.73
	2	HSS6.875x0.5	
	3	HSS6.875x0.312	
	4	HSS6.875x0.25	
8	1-2	HSS8.625x0.5	1.23
	3-4	HSS7.5x0.5	
	5-6	HSS6.875x0.375	
	7-8	HSS6.875x0.312	
12	1-2	HSS8.625x0.5	1.83
	3-4	HSS6.875x0.5	
	5-6	HSS6.625x0.5	
	7-8	HSS6x0.5	
	9-10	HSS6x0.375	
	11-12	HSS6x0.312	
20	1-4	HSS9.625x0.5	2.71
	5-8	HSS7.5x0.5	
	9-12	HSS7x0.5	
	13-16	HSS6.625x0.5	
	17-20	HSS6.625x0.375	

Tabla A.2. Propiedades riostras restringidas al pandeo.

Edificio	Pisos	Área [in ²]	T ₁ [s]
4	1-2	7	0.74
	3-4	3	
8	1-3	8	1.24
	4-6	6	
	7-8	2	
12	1-3	8	1.83
	4-6	7	
	7-9	5	
20	10-12	3	2.73
	1-5	9	
	6-10	7	
	11-15	5	
	16-20	3	

Tabla A.3. Propiedades disipadores de fluido viscoso.

Edificio	Pisos	α	C _d [kip-s/in]	K _d [kip/in]	Fuerza [kip]	Stroke [in]	Brazo metálico
4	1-2	0.3	230	3000	440	5	HSS12.75x0.5
	3-4		80	1400	165	4	HSS7.5x0.5
8	1-3	0.3	350	4800	715	5	HSS16x0.5
	4-6		260	3000	440	5	HSS12.75x0.5
	7-8		50	940	110	4	HSS7x0.5
12	1-4	0.3	350	4800	715	5	HSS16x0.5
	5-8		250	3000	440	5	HSS12.75x0.5
	9-12		90	940	110	4	HSS7x0.5
20	1-4	0.3	440	4800	715	5	HSS16x0.5
	5-8		230	2800	330	4	HSS10x0.5
	9-12		150	1875	220	4	HSS8.625x0.5
	13-16		110	1400	165	4	HSS7.5x0.5
	17-20		30	625	55	3	HSS7x0.5