

# Colapso sísmico basado en energía para edificios aporcionados de concreto armado equipados con amortiguadores viscosos

## Seismic collapse based on energy for moment-resisting frame reinforced concrete buildings equipped with viscous dampers

RECIBIDO: 16 DE AGOSTO DE 2024 | REVISADO: 7 DE SETIEMBRE DE 2024 | ACEPTADO: 24 DE OCTUBRE DE 2024

VLACEV TOLEDO-ESPINOZA<sup>1</sup>

### ABSTRACT

The study investigates the behavior of reinforced concrete buildings with moment-resisting frames equipped with dampers, utilizing potential energy to numerically monitor the onset of collapse. IDA curves are employed to obtain the collapse margin ratio (CMR) as the primary indicator of seismic performance, following the FEMA P695 methodology. Several representative frames of 3, 6, and 9-story buildings were analyzed, with varying levels of supplemental damping ( $\xi_{V1}$  of 5%, 10%, 20%, 30%, and 40%) and both linear and nonlinear dampers ( $\alpha$  equal to 1.0, 0.7, 0.5, and 0.3). The research approach was quantitative and applied, utilizing a quasi-experimental design. It was found that the collapse capacity of buildings varies depending on the structural system characteristics and the properties of the dampers. In buildings with dampers, the CMR increased by 1.08 to 2.46 times compared to prototypes without dampers. Increased damping ensures a rise in CMR, although nonlinear dampers do not produce the same effect. The study also observed that CMR trends correlate with the dependent variable indicators, allowing for the derivation of equations to predict seismic performance at collapse, considering the initial supplemental damping, velocity exponent, and mass.

**Keywords:** seismic energy dissipation, viscous dampers, collapse margin ratio, incremental dynamic analysis

### RESUMEN

El estudio investiga el comportamiento de edificios de concreto armado con pórticos resistentes a momentos y equipados con amortiguadores, utilizando la energía potencial para monitorear numéricamente el inicio del colapso. Se emplean curvas IDA para obtener el índice de margen de colapso (IMC) como principal indicador del desempeño sísmico, siguiendo el enfoque del FEMA P695. Se analizaron varios pórticos representativos de edificios de tres, seis y nueve pisos, con diferentes niveles de amortiguamiento suplementario ( $\xi_{V1}$  de 5%, 10%, 20%, 30% y 40%) y amortiguadores lineales y no lineales ( $\alpha$  igual a 1.0, 0.7, 0.5 y 0.3). El enfoque de investigación fue cuantitativo y aplicado, con un diseño cuasiexperimental. Se evidenció que la capacidad de colapso de los edificios varía según las características del sistema estructural y las propiedades de los amortiguadores. En los edificios con amortiguadores, el IMC aumentó entre 1.08 y 2.46 veces en comparación con los prototipos sin amortiguadores. Un mayor amortiguamiento asegura un aumento en el IMC, aunque los amortiguadores no lineales no logran el mismo efecto. Se observó que el IMC tiene correlación con los indicadores de la variable dependiente, lo que permitió derivar ecuaciones para predecir el desempeño sísmico al colapso, considerando el amortiguamiento suplementario inicial, el exponente de velocidad y la masa.

**Palabras clave:** energía sísmica disipada, amortiguadores viscosos, índice de margen al colapso, análisis dinámico incremental

<sup>1</sup>Filiación Institucional: Escuela Universitaria de Posgrado, UNFV Lima, Perú.

Correspondencia: vlacev@outllok.com

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2903-252X>

DOI: <https://doi.org/10.24039/rcv20241221816>

## Introducción

El diseño sísmico de edificios de concreto armado con amortiguadores requiere una atención especial debido a la carencia de directrices claras en muchos códigos actuales. Los estándares de la American Society of Civil Engineers (ASCE, 2022, 2023) establecen una probabilidad condicional de colapso por un sismo máximo considerado (SMC), que varía según la categoría de riesgo del edificio.

Estas estructuras pueden experimentar incursiones inelásticas en eventos sísmicos, donde parte de la energía se disipa en la estructura principal y otra es absorbida por los amortiguadores. Sin embargo, los estándares actuales no especifican cómo manejar los valores máximos de los parámetros de diseño, lo que puede llevar a comportamientos frágiles (Scozzese et al., 2021).

Los terremotos son movimientos sísmicos causados por la liberación de energía que se dispersa como ondas en todas direcciones (Shearer, 2019), generando desplazamientos en el suelo y en los edificios (Fardis, 2018). Esta energía es un indicador escalar y global, dependiente de la masa y el periodo del sistema (Akiyama, 2008). Por ello, resulta lógico y coherente adoptar un enfoque que examine cómo los terremotos afectan a las estructuras desde una perspectiva energética. Este enfoque ha llevado al desarrollo de métodos centrados en el balance energético, también denominados metodología según el concepto de energía de Housner-Akiyama, reconociendo a Housner y Akiyama como los pioneros de esta metodología como lo señala Benavent et al. (2021) y Ponce (2024).

Benavent et al. (2021) resaltan la dificultad en determinar el potencial de disipación de energía en estructuras de concreto armado, dada su relación con la trayectoria de carga y la identificación de su máxima capacidad de disipación. También mencionan que las investigaciones sobre el uso de balance de energía en edificios de concreto armado con amortiguadores son limitadas. Comentan que Housner introdujo el enfoque en 1956 con una ecuación para medir la entrada de energía sísmica en estructuras, luego Akiyama lo expandió entre 1970 y 1980, planteando un método de diseño sísmico. Actualmente se emplea en aplicaciones de disipadores histeréticos, según normativas de Japón y Europa.

Zhou et al. (2022) realizan un estudio cuantitativo

sobre la probabilidad de colapso en edificios de acero con sistemas resistentes a momentos y amortiguadores viscosos. Evalúan el daño a través de la energía histerética y generan curvas de fragilidad mediante el análisis dinámico incremental (IDA). El estudio analiza la distribución de la probabilidad de colapso en edificios de tres, nueve y 20 pisos, considerando diferentes niveles de amortiguamiento adicional (10%, 20% y 30%) y exponentes de velocidad (1.0, 0.5 y 0.3). Los resultados muestran que la inclusión de amortiguadores aumenta significativamente la capacidad de resistencia al colapso, incrementando un 43% y 100% en edificios de tres y nueve pisos, respectivamente, mientras que la probabilidad de colapso disminuye con mayores niveles de amortiguamiento adicional. Además, los amortiguadores lineales son más eficaces en la prevención del colapso.

Los enfoques convencionales de diseño sísmico se enfocan en fuerzas y desplazamientos, considerando aspectos como distorsiones de piso, aceleraciones y rotaciones plásticas. En este estudio se busca examinar la prestación sísmica de edificios de concreto armado equipados con amortiguadores, evaluando cómo varían sus respuestas ante sismos con diferentes niveles de amortiguamiento suplementario ( $\xi_{V1}$  de 5%, 10%, 20%, 30% y 40%), utilizando tanto amortiguadores lineales como no lineales ( $\alpha$  igual a 1.0, 0.7, 0.5 y 0.3) y la variación de la masa considerando pórticos de tres, seis y nueve pisos. Se emplean estudios IDA basados en la metodología de la Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2009). Para ello, como aporte se propone el monitorear la energía potencial, el trabajo debido a los efectos P-Delta y la energía histerética de la estructura, como indicadores del colapso numérico.

La justificación de este estudio se encuentra en la necesidad de desarrollar metodologías que incorporen la energía en el diseño sísmico de edificios con amortiguadores viscosos, debido a que los estándares y códigos actuales no incluyen enfoques basados en el balance energético debido a la falta de investigaciones en este ámbito. Es fundamental entender la respuesta de estos edificios ante terremotos para establecer estándares de seguridad y nuevos métodos de diseño que consideren aspectos como la distribución de energía y la capacidad de disipación.

Se espera que los resultados aporten una aproximación precisa al usar la energía como criterio de deterioro en las curvas IDA, identificando el punto de colapso y considerando la capacidad de disipación

de la estructura y los amortiguadores. Esto permite derivar el índice de margen de colapso (IMC) que constituye el principal indicador del desempeño desde una perspectiva de fiabilidad.

## Método

El estudio se clasifica como cuantitativo y aplicado, con un propósito explicativo, dirigido a desarrollar una metodología de diseño sísmico basada en el balance energético. Se adopta un diseño de investigación cuasiexperimental para evaluar el desempeño sísmico de edificios de concreto armado con amortiguadores viscosos. El estudio se dividió en cuatro etapas metodológicas: dimensionamiento y diseño de prototipos, selección y escalado de movimientos del terreno, estudio IDA y análisis de datos. Se realizó bajo estrictos principios éticos, garantizando la honestidad, precisión, transparencia y atribución adecuada de fuentes en todas las etapas de la investigación.

El diseño cuasiexperimental aplicado en esta investigación se consideró idóneo para analizar el desempeño sísmico de edificios equipados con disipadores viscosos. Según Romero et al. (2021), este tipo de diseño facilita la medición de indicadores para desarrollar modelos predictivos, que ayuden a explicar o anticipar comportamientos del fenómeno estudiado. Por su parte, Creswell y Creswell (2022) señalan que este enfoque es valioso cuando no es posible realizar una asignación aleatoria de los sujetos o contar con un grupo de control estricto. En este estudio, se seleccionó una muestra no probabilística basada en la conveniencia de la investigación, eligiendo prototipos numéricos representativos. Estos prototipos, que incluyen edificios de tres, seis y nueve pisos, fueron diseñados conforme a las normativas vigentes, utilizando disipadores viscosos lineales y no lineales, empleando un concreto con una resistencia característica a compresión de 280

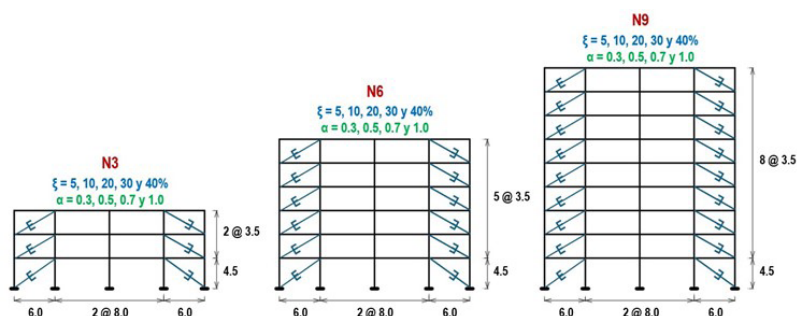
kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo grado 60. Los prototipos se definieron siguiendo modelos similares a los utilizados por Hamidia et al. (2014), con un enfoque particular en los trabajos de Toledo (2021) y Zhou et al. (2022), quienes investigan prototipos consistentes en pórticos equipados con amortiguadores sísmicos con parámetros similares.

Los cálculos desarrollados se centran en edificios de tres, seis y nueve pisos que fueron diseñados como pórticos ordinarios capaces de resistir cargas sísmicas equipados con amortiguadores, cumpliendo con las regulaciones establecidas por el American Concrete Institute (ACI, 2022), ASCE (2022) y el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS, 2020b, 2020c, 2020a). Para llevar a cabo el análisis no lineal se utilizó el enfoque de plasticidad concentrada, siguiendo las pautas establecidas por Haselton et al. (2016) y Lignos y Krawinkler (2011), lo que permitió obtener curvas momento-rotación y definir el comportamiento histerético, con ello se realizaron análisis historia de respuesta no lineal empleando el programa Opensees (PEER, 2024). En cuanto al modelado de los amortiguadores, se aplicó el modelo de Maxwell. La evaluación del desempeño hasta el colapso implica obtener el IMC mediante curvas de un análisis IDA.

Como se puede apreciar en la Figura 1, se ha empleado una configuración típica en los prototipos, los cuales son representativos de este tipo de sistemas estructurales. La altura del primer piso es de 4.5 m, mientras que los niveles restantes tienen una altura de 3.5 m. Para el caso del refuerzo en la parte superior de las vigas, se ha considerado el acero y rigidez aportada por el ancho efectivo de la losa. Los períodos estructurales son de 0.935 segundos, 1.415 segundos y 1.717 segundos para los prototipos de tres, seis y nueve pisos, con masas de 53.54, 108.36 y 166.88 Toneladas-segundos<sup>2</sup>/metro, respectivamente. Se emplearon un total de 63 prototipos: tres sin amortiguadores y 60 con diversos tipos y niveles de amortiguamiento.

Figura 1

Esquema básico de los prototipos de tres, seis y nueve pisos a evaluar



La fuerza que desarrolla un amortiguador viscoso se puede generalizar, según Hamidia et al. (2014a), como:

$$f_{D2} = c_{NL} \text{sgn}(\dot{u}_D) |\dot{u}_D|^\alpha \quad (1)$$

donde,  $c_{NL}$  representa la constante de amortiguamiento lineal o no lineal del amortiguador,  $u_D$  es la velocidad relativa entre el inicio y final del dispositivo,  $\text{sgn}(-)$  es la función signo y  $\alpha$  es el exponente de velocidad.

$$\xi_{v1} = \frac{\sum_{j=1}^{N_d} (2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} \lambda_j C_j f_j^{1+\alpha_j} D_{techo}^{\alpha_j-1} (\phi_{j1} - \phi_{(j-1)1})^{1+\alpha_j}}{8\pi^3 \sum_{j=1}^{N_F} m_j \phi_{j1}^2} \quad (2)$$

donde  $C_j$  representa la suma de todas las constantes de amortiguamiento en el piso  $j$ ,  $f_j$  es un factor de amplificación que varía según la disposición geométrica de los amortiguadores (se considera  $f_j = \cos\theta_j$ , dado que están dispuestos diagonalmente y  $\theta_j$  es el ángulo de inclinación),  $N_d$  es el número de amortiguadores y  $m_j$  es la masa en cada piso. La constante  $\lambda_j$  refleja la relación energética entre los amortiguadores lineales y

En sistemas de múltiples grados de libertad, como indican Hamidia et al. (2014a), el considerar la amplitud de desplazamiento del techo bajo cargas armónicas,  $D_{techo}$ , el periodo fundamental elástico no amortiguado,  $T_1$ , la forma del primer modo normalizada para tener un valor de uno en el techo,  $\phi_{j1}$ , así como la energía disipada por el sistema de amortiguamiento en cada ciclo del primer modo, permite calcular la relación de amortiguamiento viscoso efectivo modal según:

su equivalente no lineal.

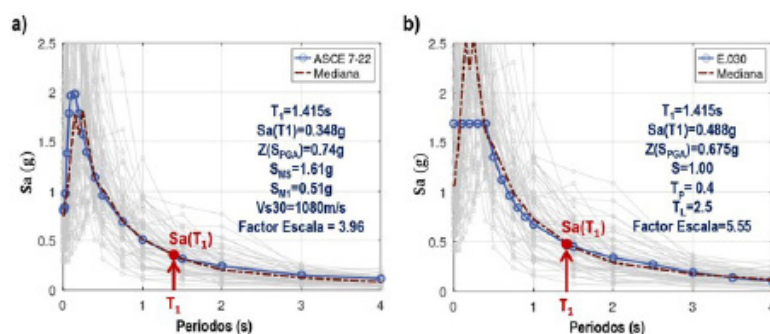
La ecuación 2 se puede reorganizar para encontrar las constantes de amortiguamiento de los dispositivos, teniendo en cuenta los desplazamientos relativos del primer modo y la relación de rigidez entre pisos,  $F_d$ . Estas constantes de amortiguamiento se calculan utilizando la ecuación 3.

$$C_j = \frac{8\pi^3 \xi_{v1} \sum_{j=1}^{N_F} m_j \phi_{j1}^2}{(2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} \lambda_j F_d^{\alpha_j-1} \sum_{j=1}^{N_d} f_j^{1+\alpha_j} (\phi_{j1} - \phi_{(j-1)1})^{1+\alpha_j}} \quad (3)$$

Se seleccionaron un conjunto de 30 pares movimientos de terreno con magnitudes superiores a 6.5, extraídos de la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, 2014). Estos registros fueron normalizados conforme al FEMA (2009). Luego, se ajustaron a un nivel específico determinado por el espectro del evento SMC del ASCE (2022),  $S_{MT}$

asegurando que la intensidad de la aceleración máxima del sismo considerado sea uniforme en todos los registros para el estudio IDA posterior. En la Figura 2 se aprecia cómo se ajustan los espectros, logrando que la mediana de estos se asemeje al  $S_{MT}$  para el periodo fundamental, específicamente para el prototipo de seis pisos, considerando el ASCE (2022) y el MVCS (2020b).

Figura 2  
Típica normalización y ajuste de los espectros de los movimientos de terreno



Por otra parte, en la Ecuación 4 se observa la ecuación del equilibrio (Chopra, 2019):

$$m\ddot{u} + f_D(\dot{u}) + f_S(u) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4)$$

Esta ecuación se utiliza para calcular los desplazamientos,  $u(t)$ , así como las velocidades y

$$\underbrace{\int_0^u m\ddot{u}(t)du}_{W_{ek}} + \underbrace{\int_0^u c\dot{u}(t)du}_{\substack{W_D=W_\zeta \\ W_{D1}+W_{D2}}} + \underbrace{\int_0^u f_S(u)du}_{\substack{W_s \\ W_{es}+W_p}} = - \underbrace{\int_0^u m\ddot{u}_g(t)du}_{E_I} \quad (5)$$

donde,  $W_{ek}$  representa la energía cinética;  $W_D$  corresponde a la energía debido al amortiguamiento, que incluye tanto el amortiguamiento inherente,  $W_{D1}$ , como el suplementario,  $W_{D2}$ , proporcionado por los amortiguadores; además,  $W_s$  es la energía de deformación, compuesta por la energía recuperable o elástica,  $W_{es}$ , y la histerética estructural,  $W_p$ . En el lado derecho de la ecuación se muestra la entrada de energía,  $E_I$ . Si se adiciona la energía cinética a la energía de deformación elástica obtenemos la energía vibracional elástica, representada por  $W_e=W_{ek}+W_{es}$ . Por lo tanto, la Ecuación 5 puede ser expresada como la ecuación fundamental de los métodos basados en el balance de energía:

$$W_e + W_D + W_p = E_I \quad (6)$$

El análisis IDA, como describe el FEMA (2018), implica llevar a cabo numerosos análisis historia de respuesta no lineal, aumentando gradualmente la intensidad de los registros sísmicos hasta que ocurra el colapso numérico. En este enfoque, típicamente se monitorea la distorsión angular, estableciendo un límite específico, el cambio de pendiente entre puntos consecutivos o el aplanamiento de la curva IDA, lo cual puede subestimar la capacidad de la estructura. El aporte de este estudio se centra en el uso de la energía potencial como indicador del colapso considerando una inestabilidad dinámica, por tanto, a continuación, se describirán las tres consideraciones realizadas.

La primera forma de monitorear la energía potencial implica tomar en cuenta los efectos de segundo orden.

aceleraciones,  $u(t)$  y  $\ddot{u}(t)$ , respectivamente, que están bajo la influencia de una aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ ; donde  $m$  representa la masa,  $f_D(u)$  es la fuerza debida al amortiguamiento viscoso y  $f_S(u)$  es la fuerza de deformación considerando un sistema elastoplástico. Al integrar la Ecuación 4, podemos obtener las energías según lo descrito en la Ecuación 5:

Esta metodología fue sugerida por Akiyama (2002), quien propuso que el trabajo total adicional, realizado por la fuerza cortante debido a los efectos P-Delta, acumulado de todos los pisos  $i$ , hasta alcanzar un desplazamiento del piso,  $u_i$ , con  $h_i$  representando la altura del piso, se expresa en cada paso de tiempo como:

$$W_{P\Delta} = \sum_{i=1}^n P_i \frac{u_i^2}{2h_i} \quad (7)$$

La segunda manera es utilizar la rigidez equivalente a un sistema de un único grado de libertad,  $K_{(pot,SDOF)}$ , empleando la primera forma de modo, como se indica en la Ecuación 8, calculado en cada paso de tiempo y sumando para todos los pisos  $i$ .

$$W_{Pot,Modo1} = \sum_{i=1}^n \frac{K_{pot,SDOF} u_i^2}{2} \quad (8)$$

$K_{(pot,SDOF)}$  es constante e igual a  $\omega_1^2 M_1$ , donde  $\omega_1$  representa la frecuencia del primer modo de vibración y  $M_1$  es la masa efectiva modal para el modo fundamental.

La tercera manera de analizar el colapso que se propone es considerar el uso de una rigidez secante,  $K_{(pot,Sec)}=V_i/\Delta_i$ , lo que significa calcular la rigidez en cada intervalo de tiempo, teniendo en cuenta la fuerza cortante,  $V_i$ , y el desplazamiento relativo del piso,  $\Delta_i$ . De esta manera, la energía potencial en todos los pisos se define como:

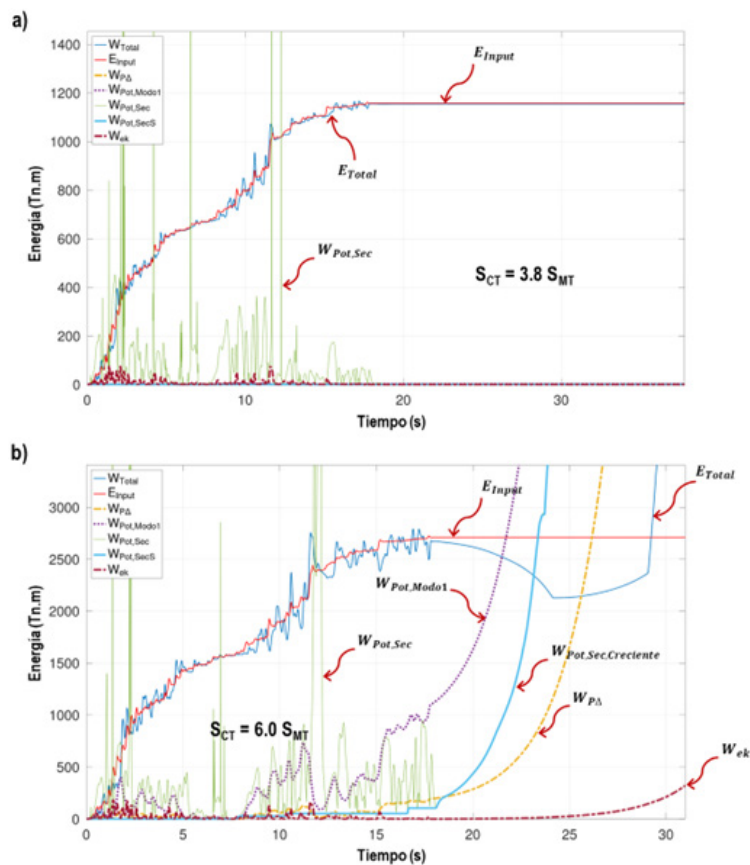
$$W_{Pot,Sec} = \sum_{i=1}^n \frac{[K_{pot,Sec}]u_j^2}{2} \quad (9)$$

En la Figura 3 se muestran las historias de energía del prototipo de seis pisos con un amortiguamiento suplementario del 10% y un exponente de velocidad de 1, analizado con el terremoto de Duzce en Turquía, ocurrido en diciembre de 1999, que tuvo 42.33 segundos de duración y magnitud momento de 7.14. En la Figura 3a, el factor de escala de  $3.8 \times S_{MT}$  no genera inestabilidades dinámicas, ya que no es lo suficientemente elevado como para que las energías potenciales y las debidas a los efectos P-Delta se desborden, obteniendo resultados para toda la duración del evento. Sin embargo, en la Figura 3b se observa un crecimiento excesivo de las energías potenciales monitoreadas, indicando un

punto de colapso numérico al superar la entrada de energía, con un factor de escala de  $6.0 \times S_{MT}$ , estos puntos se caracterizan por ser análisis historia de respuesta inconclusos. Por lo tanto, para el procesamiento posterior se utilizó el último punto IDA antes de la inestabilidad. El gráfico de la historia de energía con rigidez secante presenta múltiples picos que exceden la entrada de energía, se supone que la energía potencial en la fase de colapso debe ser creciente, representada como  $W_{(Pot,Sec,Creciente)}$ , y es la que se empleó para comprobar si supera la entrada de energía. Del mismo modo, se puede notar el uso de la energía cinética,  $W_{ek}$ , como lo han hecho otros autores (Meigooni & Mollaioli, 2021; Petrone et al., 2016; Szyniszewski & Krauthammer, 2012), pero las formas de energía potencial sugeridas resultan ser más sensibles.

Figura 3

Monitoreo del colapso con historia de la energía potencial: (a) punto IDA sin colapso y (b) punto IDA con inestabilidad numérica



Se considera crucial evaluar el colapso numérico en los prototipos con amortiguadores, teniendo en cuenta la máxima capacidad histerética global de la estructura, para ello, se propone determinar la capacidad máxima de energía,  $W_{PC}$ , teniendo en cuenta la variabilidad de la energía histerética considerando los resultados de cada curva IDA en los prototipos sin amortiguadores.

Luego, se generan las curvas IDA analizando todos los prototipos con amortiguadores, identificando el colapso en el punto donde la energía histerética de demanda,  $W_{PD}$ , excede a  $W_{PC}$ , o se haya encontrado una inestabilidad de la energía potencial. No se ha considerado la capacidad máxima de desplazamiento y fuerza de los amortiguadores en este estudio, aspectos

que deberán investigarse en trabajos futuros.

El FEMA (2009) presenta los criterios de evaluación del desempeño, resaltando la mediana de la capacidad de colapso,  $S_{CT}$ , que indica la intensidad requerida para que la mitad de los registros provoquen el colapso, y la aceleración espectral del sismo considerado máximo,  $S_{MT}$ . Entonces, el IMC, es el parámetro principal que caracteriza al margen de seguridad al colapso y se evalúa como:

$$IMC = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (10)$$

El IMC puede ser analizado mediante un ajuste lognormal acumulado de los puntos de colapso, que representan una curva de fragilidad. Estas curvas se fundamentan en la Ecuación 11 (Zhou et al., 2022):

$$P[C/IM = x] = \Phi\left(\frac{\ln x/\theta}{\beta}\right) \quad (11)$$

donde,  $P[C/(IM=x)]$  expresa la probabilidad de que un movimiento del terreno con una intensidad  $IM=x$

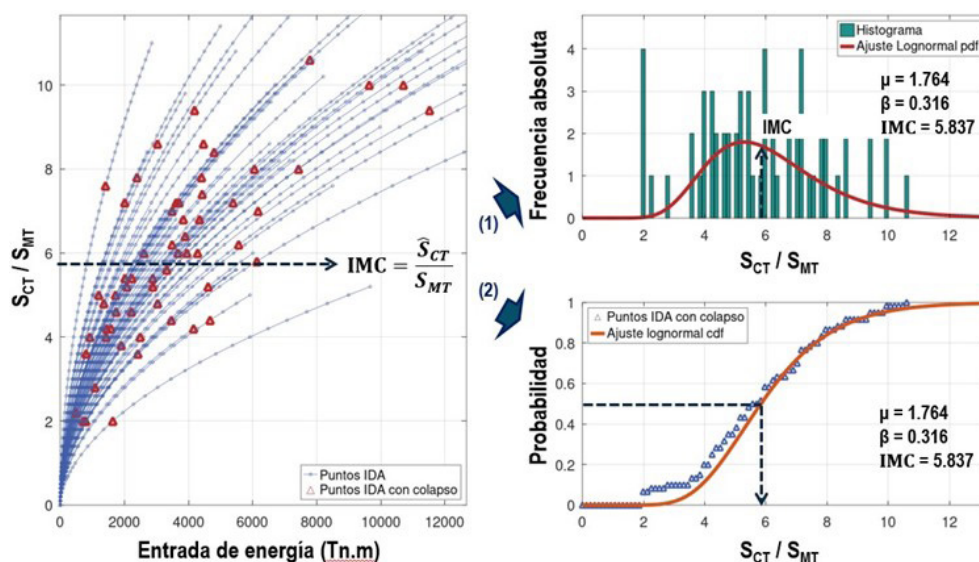
provoque el colapso de la estructura;  $\Phi(-)$  es la función de distribución normal acumulada;  $\theta$  es la media de la función de fragilidad, es decir, el nivel de IM con una probabilidad del 50% de causar el colapso; mientras que  $\beta$  es la desviación estándar de la distribución lognormal, que indica la incertidumbre o la variabilidad entre registros. Según el criterio de fiabilidad del ASCE (2022), para un valor de IM igual al sismo máximo considerado (que también puede interpretarse como 1.5 veces un sismo de diseño), la probabilidad condicional de colapso está restringida a valores menores o iguales al 10%, dependiendo del factor de riesgo e importancia.

En resumen, el presente estudio es numérico, orientado a encontrar puntos IDA hasta alcanzar el colapso, monitoreando la capacidad máxima de energía,  $W_{pc}$ , y la energía potencial en las tres formas sugeridas. El proceso de análisis de datos tiene como objetivo evaluar parámetros estadísticos y regresiones para la evaluación y predicción del IMC.

## Resultados

En esta sección se expondrán los hallazgos de la investigación realizada que se centra en examinar el desempeño al colapso con un enfoque en el balance de energía, utilizando el IMC.

Figura 4  
Resumen del proceso para la obtención de la curva de fragilidad a partir de puntos IDA



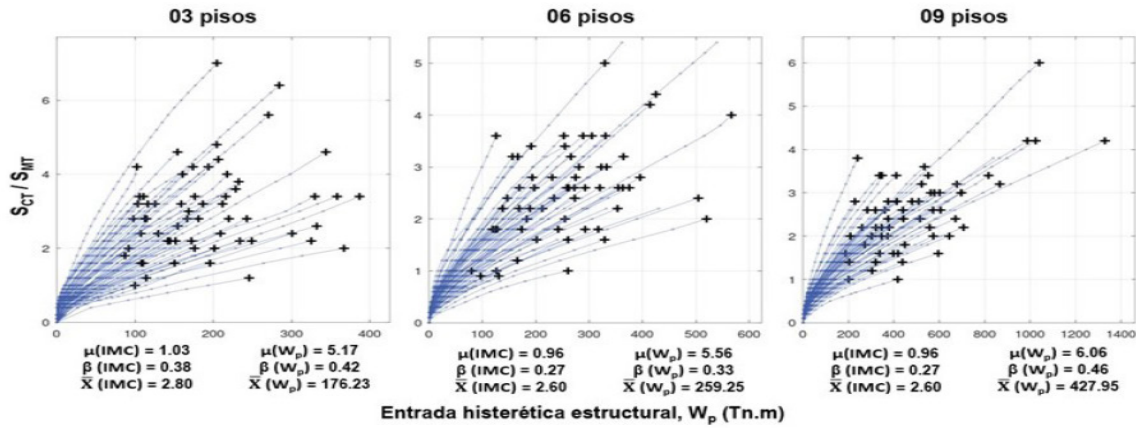
En la Figura 4 se ilustra el proceso para determinar el IMC. Una vez obtenidos los puntos IDA y evaluado el último punto antes del colapso, el IMC se calcula como la relación entre la mediana de la capacidad de colapso,  $S_{CT}$ , y la aceleración espectral del sismo máximo considerado,

$S_{MT}$ , según lo indicado en la Ecuación 10. Además, como se muestra en la parte superior derecha, el IMC se puede estimar a través de un histograma de frecuencias ajustado a una función de densidad de probabilidad lognormal (pdf), calculando la media y la desviación

estándar de los valores logarítmicos,  $\mu$  y  $\beta$ ; el IMC se obtiene como la mediana,  $IMC=e^{\mu}$ . La representación de la función acumulada de probabilidad lognormal (cdf),

en la parte inferior derecha, ofrece la curva de fragilidad al colapso, donde el 50% de probabilidad corresponde al valor del IMC.

Figura 5  
Curvas IDA para los prototipos sin amortiguadores



En la Figura 5 se muestran las curvas IDA de los prototipos sin amortiguadores, con cruces negros que indican los puntos previos al colapso, usando la energía histerética estructural,  $W_p$ , como medida de daño. Estos puntos corresponden a la capacidad máxima de energía,  $W$ . Se han considerado la media y la desviación estándar de los valores logarítmicos, así como la mediana, tanto

para el IMC como para  $W_p$ . Mientras que en las Figuras 6, 7 y 8 se presentan las curvas IDA para los modelos de tres, seis y nueve pisos, respectivamente, equipados con amortiguadores. Se observan la media y la desviación estándar de los valores logarítmicos, así como el IMC.

Figura 6  
Curvas IDA para el prototipo de 03 pisos

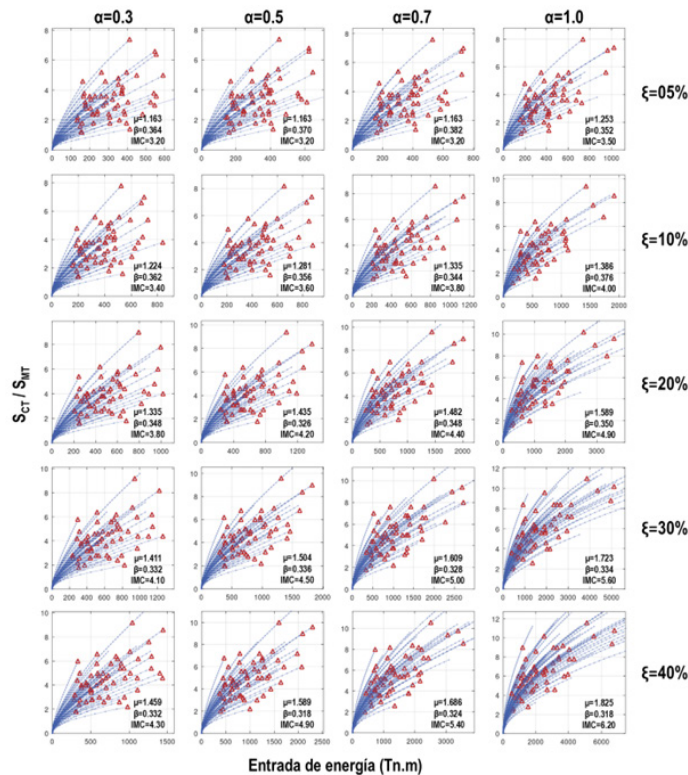




Figura 7  
Curvas IDA para el prototipo de 06 pisos

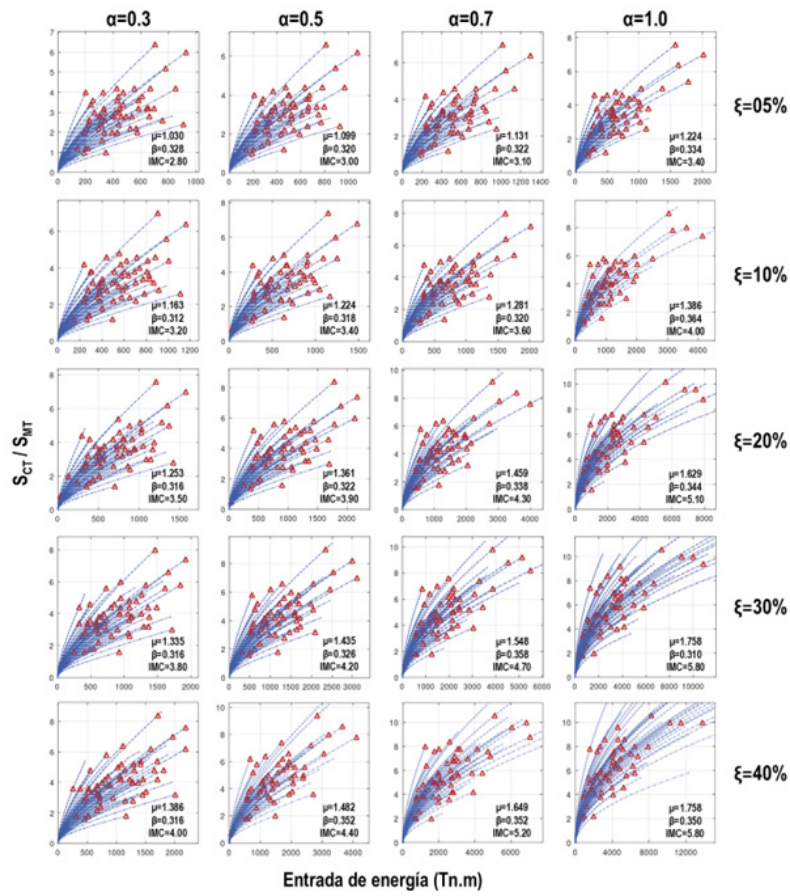
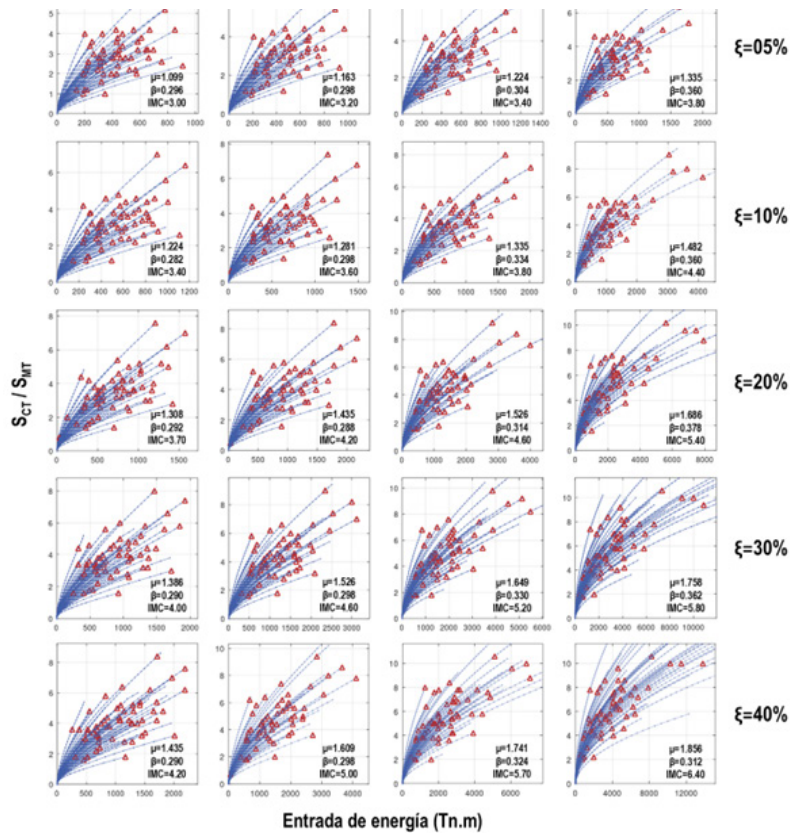


Figura 8  
Curvas IDA para el prototipo de 09 pisos



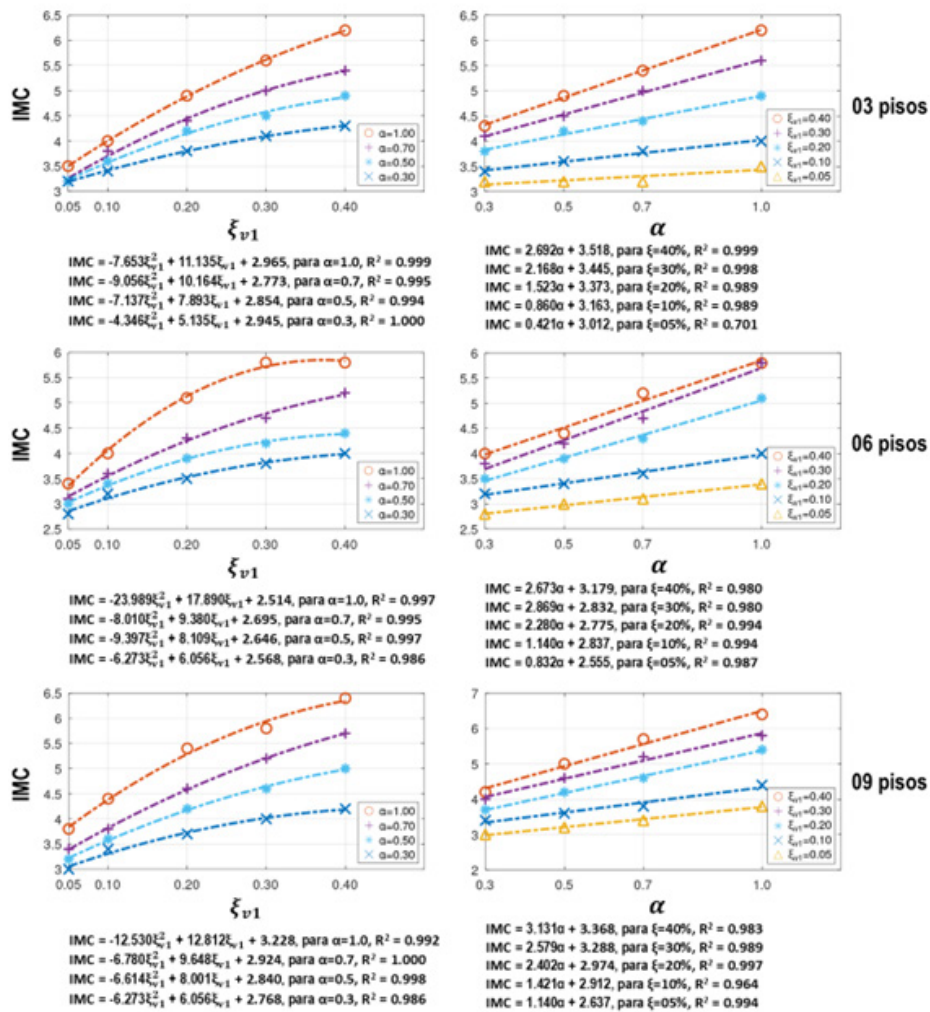
Los valores del IMC se sometieron a un análisis estadístico, comprobando la normalidad mediante la prueba de Kolmogorov-Smirnov con un nivel de significancia del 5%, para luego evaluar su relación con los diversos indicadores de la variable independiente, seleccionados para el estudio.

La Figura 9 muestra los resultados de la regresión que evalúa el IMC tanto para el exponente de velocidad,  $\alpha$ , como para cada nivel de amortiguamiento,  $\xi_{v1}$ ,

agrupando los prototipos por número de pisos. También se presenta el trazado de la línea de tendencia, la ecuación para predecir el IMC y el coeficiente de determinación,  $R^2$ , para cada regresión. Algunas curvas se ajustan con polinomios de segundo grado y otras con regresiones lineales. Estas ecuaciones son útiles para el diseño preliminar de edificios con amortiguadores, pero es crucial incluir todos los indicadores utilizados, por tanto, se propuso usar una regresión múltiple con la finalidad de evaluar el efecto de la variación de la masa,  $M$ .

Figura 9

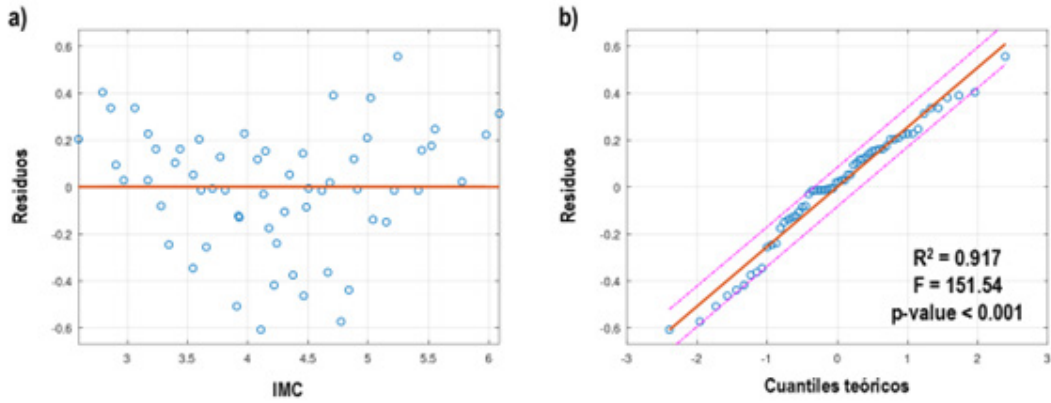
Regresión para pronóstico de IMC empleando las variaciones de relaciones de amortiguamiento y los exponentes de velocidad



En la Figura 10 se muestra la regresión múltiple para el IMC de todos los prototipos. En esta regresión se aplicó el principio de parsimonia, evitando variaciones innecesarias entre los indicadores. En las Figuras 10a y 10b se presentan los residuos y el gráfico de cuantiles con el coeficiente de determinación para la regresión completa, que aseguran la homocedasticidad y la fiabilidad de la ecuación, respectivamente. En la parte inferior de la figura se encuentra la ecuación de regresión, junto con una tabla de resultados y una tabla ANOVA,

generadas con el programa Octave (Eaton, 2024). La tabla de parámetros del modelo incluye el término independiente (Intercept), los coeficientes estimados con sus desviaciones estándar (SE), intervalos de confianza al 95%, el valor del estadístico t y los p-valores. La tabla ANOVA muestra los grados de libertad, la suma de los cuadrados, la media de los cuadrados y la media al cuadrado del error. También se presentan el índice de determinación, el estadístico F y el p-valor.

Figura 10  
 Regresión múltiple para pronosticar el IMC empleando las variaciones de relaciones de amortiguamiento, los exponentes de velocidad y las masas, utilizando todos los prototipos



MODEL FORMULA (based on Wilkinson's notation):

$Y \sim 1 + xhi + alfa + masa^{0.5} + periodo$

MODEL PARAMETERS (contrasts for the fixed effects)

Parameter	Estimate	SE	Lower.CI	Upper.CI	t	Prob> t
(Intercept)	1.35	0.22	0.91	1.79	6.13	<.001
xhi	5.34	0.269	4.8	5.88	19.85	<.001
alfa	1.88	0.133	1.61	2.14	14.08	<.001
masa <sup>0.5</sup>	0.778	0.214	0.349	1.21	3.63	<.001
periodo	-5.43	1.52	-8.49	-2.38	-3.56	<.001

ANOVA TABLE (Type II sums-of-squares):

Source	Sum Sq.	d.f.	Mean Sq.	R Sq.	F	Prob>F
xhi	28.032	1	28.032	0.877	393.94	<.001
alfa	14.112	1	14.112	0.783	198.32	<.001
masa <sup>0.5</sup>	0.93786	1	0.93786	0.193	13.18	<.001
periodo	0.90315	1	0.90315	0.187	12.69	<.001
Error	3.9137	55	0.071158			
Total	47.046	59				

Nota. Adaptado de los resultados obtenidos con el paquete de estadística, comando fitlm, del programa Octave, por Eaton (2024).

El coeficiente de determinación de la regresión completa, ver la Figura 10b, de 0.917 indica que el 91.7% de la variación en los valores del IMC puede explicarse mediante la relación entre  $\xi_{v1}$ ,  $\alpha$  y  $M$ . Se hizo indispensable considerar el periodo inicial de los prototipos,  $T_1$ , para poder demostrar una relación lineal tanto entre el IMC y los indicadores como grupo,

como de forma individual, lo que confirma la validez de la ecuación de regresión presentada en la Ecuación 12.

$$IMC = 1.35 + 5.34\xi_{v1} + 1.88\alpha + 0.78M^{0.5} - 5.43T_1 \quad (12)$$

## Discusión

Normativas como las del ASCE (2022) definen una probabilidad de colapso condicional que los edificios deben cumplir, recomendando el IMC como el principal parámetro para evaluar el desempeño sísmico, según lo establece el FEMA (2009). Esto implica considerar la probabilidad condicional de colapso debido a eventos SMC, siendo igual o menor al 10%, 5% y 2.5% para edificios convencionales, importantes y especiales, respectivamente, derivada de curvas de fragilidad al colapso con desviaciones estándar logarítmicas de 0.6. La Tabla 1 presenta los valores de aceptabilidad del IMC basados en la probabilidad condicional necesaria para asegurar el cumplimiento según este criterio.

En las curvas IDA de la Figura 5, los valores del IMC son 2.80, 2.60 y 2.60 para los modelos de tres, seis y nueve pisos, sin amortiguadores, respectivamente. Se observa una similitud en los valores del IMC, lo que sugiere que un valor de 2.60 para edificios de seis a nueve pisos podría ser apropiado bajo las condiciones del estudio. Los edificios de tres pisos muestran un IMC ligeramente mayor, posiblemente debido a que su comportamiento está más influenciado por el diseño de los componentes estructurales, en lugar de estar controlado por distorsiones inducidas por la entrada de energía. Sin embargo, si se aprecia que la mediana de la energía histerética estructural varía considerando que el periodo y la masa son distintos en los prototipos, presentándose cierta relación que ha servido para describir la energía en términos de velocidades equivalentes (Akiyama, 2002).

Los resultados del IMC para los prototipos de tres, seis y nueve pisos, presentados en las Figuras desde la 6 a la 8, revelan un rango de valores para el IMC que varía según el nivel de amortiguamiento adicional y exponente de velocidad.

Para el prototipo de tres pisos, los valores del IMC oscilan entre 3.20 y 6.20, con tendencias de primer grado con respecto a  $\xi_{v1}$  y de segundo grado para  $\alpha$ , observadas tras realizar regresiones, indicando una correlación cercana a 1.0. El incremento del IMC, en los pórticos con amortiguadores, demuestra la efectividad de estos dispositivos, con aumentos de entre 1.14 y 2.21 veces. El IMC es mayor cuando se emplean amortiguadores lineales, y varía entre 3.50 y 6.20 para  $\alpha = 1.0$ , entre 3.20 y 5.40 para  $\alpha = 0.7$ , entre 3.20 y 4.90 para  $\alpha = 0.5$ , y 3.20 y 4.30 para  $\alpha = 0.3$ .

Para el prototipo de seis pisos, los valores del IMC varían entre 2.80 y 5.80, también con tendencias de primer y segundo grado, y coeficientes de correlación próximos a 1.0. El aumento del IMC con incrementos de entre 1.08 y 2.23 veces, corroboran la eficacia de los amortiguadores. Los valores para el IMC van desde 2.80 hasta 5.80, estando entre 3.40 y 5.80 para un  $\alpha = 1.0$ , entre 3.10 y 5.20 para  $\alpha = 0.7$ , entre 3.00 y 4.40 para  $\alpha = 0.5$ , y 2.80 y 4.00 para  $\alpha = 0.3$ .

Finalmente, para el prototipo de nueve pisos, los valores del IMC se sitúan entre 3.00 y 6.40, con tendencias de primer y segundo grado, y también coeficientes mostrando buena correlación. El aumento del IMC con uso de amortiguadores, entre 1.15 y 2.46 veces, reafirman la eficacia de los amortiguadores en mejorar el desempeño sísmico de los edificios. Según el exponente de velocidad utilizado se observan rangos de 3.80 a 6.40 ( $\alpha = 1.0$ ), 3.40 a 5.70 ( $\alpha = 0.7$ ), 3.20 a 5.00 ( $\alpha = 0.5$ ), y 3.00 a 4.20 ( $\alpha = 0.3$ ).

En general, el IMC se incrementa a medida que el exponente de la velocidad también lo hace, es decir, los amortiguadores lineales conducen a un IMC mayor que los no lineales. Asimismo, el IMC disminuye cuando se emplean relaciones de amortiguamiento suplementario menores. También, el empleo de amortiguamiento suplementario y exponentes de velocidad pequeños, como el  $\xi_{v1}=5\%$  y  $\alpha=0.3$ , no conducen a incrementar el IMC.

Zhou et al. (2022) señalan que el IMC en edificios de tres y nueve pisos es de 1.6 y 2.6, respectivamente. Además, para incrementos adicionales del 10%, 20% y 30% en el amortiguamiento, el IMC varía a 2.2, 2.8 y 3.2 para el edificio de tres pisos, mientras que para el de nueve pisos es de 4.3, 4.9 y 5.3, respectivamente. Sin embargo, en este estudio se observaron incrementos del IMC que van desde el 1.08 hasta el 2.40 veces con respecto a los prototipos sin amortiguadores. Esta disparidad podría explicarse por el hecho de que Zhou, Xiao y Sebaq emplean edificios de acero y evalúan la capacidad máxima de energía,  $W_{pC}$ , mediante análisis pushover, estableciéndolo como un único valor máximo de energía. En contraste, en este estudio, el  $W_{pC}$  se determina a través de la energía histerética en los puntos de colapso, manteniendo así la variabilidad entre los registros.

En la Figura 9 se observa que es posible predecir con precisión el IMC considerando el exponente de velocidad,  $\alpha$ , o la relación de amortiguamiento

suplementario,  $\xi_{V1}$ . Por lo tanto, los pasos a seguir para implementar un diseño basado en energía utilizando el IMC como medida de desempeño serían los siguientes: (1) seleccionar un IMC objetivo conforme a lo establecido por la normativa, según se muestra en la Tabla 01, por ejemplo, para cumplir con una categoría de uso especial y una incertidumbre de 0.60 el IMC mínimo debería ser de 3.18; (2) elegir el parámetro a utilizar según la Figura 9, la relación de amortiguamiento suplementaria o el exponente de velocidad; y (3) calcular el IMC propuesto mediante las gráficas y/o ecuaciones disponibles, asegurándose de que sea igual o mayor que el IMC objetivo.

Este IMC propuesto puede utilizarse para el dimensionamiento de los amortiguadores, donde se requieren valores iniciales de  $\xi_{V1}$  y  $\alpha$ , para luego verificar la conformidad con las normativas en diversos niveles de desempeño en una etapa de diseño definitivo, incluso al colapso. Por ejemplo, en un edificio de seis pisos con  $\xi_{V1}=10\%$ , se puede seleccionar cualquier  $\alpha$  superior a 0.50 para obtener un IMC mayor a 3.18, siendo los amortiguadores lineales los que proporcionarían el mayor IMC (cerca de 4.00), garantizando la operación continua de la estructura. De manera similar, también se puede optar por utilizar la Ecuación 12 y predecir valores del IMC incluyendo también la masa y el periodo estructural.

**Tabla 1**  
Valores de aceptabilidad del IMC

Incertidumbre total	Probabilidad condicional de colapso aceptable del IMC a evaluar					
	2.5%	5.0%	10%	15%	20%	25%
0.50	2.66	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.55	2.90	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.60	3.18	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.65	3.49	2.91	2.30	1.96	1.73	1.55
0.70	3.82	3.16	2.45	2.07	1.80	1.60

Nota. Adaptado de *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, por el FEMA (2009).

## Conclusiones

Una estrategia empleada para mejorar la prestación de los edificios es la incorporación de amortiguadores viscosos. Por lo tanto, es fundamental evaluar el IMC de estas estructuras, diseñadas de acuerdo con las regulaciones actuales, al considerarse como el indicador fundamental del desempeño. Se analizaron pórticos ordinarios de concreto, con el objetivo de alcanzar comportamientos inelásticos incluso ante pequeñas distorsiones, tanto con y sin la presencia de amortiguadores. Se logró cumplir con el objetivo principal de aplicar un enfoque basado en el balance energético en todas las fases de análisis, definiendo el punto de colapso mediante el monitoreo de la energía potencial y estableciendo un límite para la capacidad máxima de energía,  $W_{pC}$ . El IMC se determinó mediante un estudio IDA, que permiten ajustar los datos a distribuciones lognormales y obtener la mediana de los colapsos registrados.

Se observó que en los prototipos que carecen de amortiguadores, el IMC tiende a ser similar, lo que

sugiere la posibilidad de establecer un valor común para esta tipología estructural, basado en los prototipos analizados. La introducción de amortiguadores aumenta la capacidad al colapso, incrementando el IMC entre 1.14 y 2.21 veces para el prototipo de tres pisos, entre 1.08 y 2.23 para el de 6 pisos, y de 1.15 a 2.46 veces para el de nueve pisos. Estos resultados indican que el IMC no sufre mayor variación a medida que aumenta el número de pisos en un edificio.

Los amortiguadores no lineales, con exponentes  $\alpha = 0.7, 0.5$  y  $0.3$ , exhiben un IMC más bajo en comparación con los amortiguadores lineales. Además, un aumento en el amortiguamiento suplementario resulta en una mejora del IMC. Por lo tanto, valores bajos de  $\xi_{V1}$  y  $\alpha$ , no generan mejoras significativas.

En contraste con investigaciones anteriores, los resultados varían, lo que sugiere que el método de evaluación y los materiales utilizados pueden influir en los resultados del IMC.

Los valores del IMC muestran claras tendencias y,

por lo tanto, son predecibles, considerando parámetros iniciales de  $\xi_{v1}$  y  $\alpha$ . Estos parámetros se pueden definir de manera que garanticen el cumplimiento de un IMC objetivo, el cual debe ser verificado durante las etapas de diseño definitivo para asegurar un nivel de desempeño superior al de los prototipos sin amortiguadores.

Por tanto, esta aplicación práctica del uso del IMC es una comprobación de la hipótesis que se prevé que el desempeño al colapso sísmico para edificios aporticados de concreto armado equipados con amortiguadores viscosos se puede evaluar de manera coherente empleando procedimientos basados en energía. Además, la incorporación de amortiguadores mejora el desempeño en situaciones de colapso, lo que permite considerarlos para su implementación en edificaciones principales y/o esenciales.

**Fuente de financiamiento:** Autofinanciada.

**Conflicto de interés:** El autor declara respetar los principios éticos de investigación y estar libre de cualquier conflicto de intereses

El presente artículo forma parte de una tesis.

## Referencias

- ACI. (2022). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022). American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- Akiyama, H. (2002). Collapse modes of structures under strong motions of earthquake. *Annals of Geophysics*, 45(6), Article 6. <https://doi.org/10.4401/ag-3548>
- Akiyama, H. (2008). Earthquake-resistant limit-state design for buildings. IISEE/BRI.
- ASCE. (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-22 (7.a ed.). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784415788>
- ASCE. (2023). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE/SEI 41-23. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784416112>
- Benavent-Climent, A., Donaire-Ávila, J., & Mollaioli, F. (2021). Key Points and Pending Issues in the Energy-Based Seismic Design Approach. En A. Benavent-Climent & F. Mollaioli (Eds.), *Energy-Based Seismic Engineering* (pp. 151-168). Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-73932-4\\_11](https://doi.org/10.1007/978-3-030-73932-4_11)
- Chopra, A. K. (2019). *Dynamics of Structures* (Fifth Edition in SI Units). Pearson Education, Inc.
- Creswell, J. W., & Creswell, J. D. (2022). *Research Design: Qualitative, Quantitative, and Mixed Methods Approaches*.
- Eaton, J. W. (2024). GNU Octave (Versión 8.4.0) [Software]. <https://octave.org/index>
- Fardis, M. N. (2018). From Force- to Displacement-Based Seismic Design of Concrete Structures and Beyond. En K. Pitilakis (Ed.), *Recent Advances in Earthquake Engineering in Europe* (Vol. 46, pp. 101-122). Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-75741-4\\_4](https://doi.org/10.1007/978-3-319-75741-4_4)
- FEMA. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P695). Federal Emergency Management Agency.
- FEMA. (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings, FEMA P-58. Federal Emergency Management Agency. <https://femap58.atcouncil.org/>
- Hamidia, M., Filiatrault, A., & Aref, A. (2014). Simplified Seismic Collapse Capacity-Based Evaluation and Design of Frame Buildings with and without Supplemental Damping Systems. MCEER, University at Buffalo.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor-Lange, S. C., & Deierlein, G. G. (2016). Calibration of Model to Simulate Response of Reinforced Concrete Beam-Columns to Collapse. *ACI Structural Journal*, 113(6), Article 6. <https://doi.org/10.14359/51689245>
- 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), Article 11. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376)

- Meigooni, F. S., & Mollaioli, F. (2021). Simulation of seismic collapse of simple structures with energy-based procedures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 145, 106733. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106733>
- MVCS. (2020a). Norma E.020, cargas. SENCICO.
- MVCS. (2020b). Norma E.030, diseño sismorresistente. SENCICO.
- MVCS. (2020c). Norma E.060, concreto armado. SENCICO.
- PEER. (2014). PEER Ground Motion Database—PEER Center. <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- PEER. (2024). Opensees (Versión 3.6.0) [Software]. <https://opensees.berkeley.edu/>
- Petrone, F., Shan, L., & Kunnath, S. K. (2016). Modeling of RC Frame Buildings for Progressive Collapse Analysis. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(1), Article 1. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0126-y>
- Ponce Parra, H. (2024). Desarrollo y aplicación de los métodos basados en el balance energético a estructuras con disipadores dependientes de la velocidad [Phd, E.T.S.I. Industriales (UPM)]. <https://oa.upm.es/81008/>
- Romero-Urréa, H., Cotto, R., Sánchez, J., & Saldarriaga. (2021). Metodología de la investigación científica.
- Scozzese, F., Gioiella, L., Dall'Asta, A., Ragni, L., & Tubaldi, E. (2021). Influence of viscous dampers ultimate capacity on the seismic reliability of building structures. *Structural Safety*, 91, 102096. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2021.102096>
- Shearer, P. M. (2019). *Introduction to Seismology*. Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/9781316877111>
- Szyniszewski, S., & Krauthammer, T. (2012). Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings. *Engineering Structures*, 42, 142-153. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.014>
- Toledo Espinoza, V. (2021). Distribución de energía entre disipadores viscosos y pórticos con respuesta no lineal: Aplicación a los métodos basados en el balance energético [tesis de maestría, Universidad Politécnica de Madrid]. Universidad Politécnica de Madrid.
- Zhou, Y., Xiao, Y., & Samier Sebaq, M. (2022). Energy-based fragility curves of building structures equipped with viscous dampers. *Structures*, 44, 1660-1679. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.08.101>