

# PROPUESTA DE COMBINACIÓN DE CARGA SÍSMICA PARA LA CIUDAD DE MÉXICO TOMANDO EN CUENTA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

Henry Emmanuel Reyes Heredia <sup>(1)</sup>, Juan Bojórquez Mora <sup>(1)</sup>, Edén Bojórquez Mora <sup>(1)</sup>, Sonia E. Ruiz <sup>(2)</sup>, Alfredo Reyes Salazar <sup>(1)</sup>, Joel Carvajal Soto <sup>(3)</sup>, José I. Torres <sup>(1)</sup>, Jonathan De Anda Gil <sup>(2)</sup>

## RESUMEN

En el presente estudio se aborda el impacto que tienen los diferentes tipos de suelo de la ciudad de México en la confiabilidad y costos durante la vida útil de edificios de concreto reforzado al utilizar diversos factores de carga sísmicos propuestos. El objetivo de este estudio es proponer el uso de una combinación de carga sísmica óptima que mejore la confiabilidad estructural para edificios de distintos niveles, tomando en cuenta el costo durante su vida útil. La metodología utilizada es aplicada a edificios de concreto reforzado (C/R) de 4, 6, 8, 10, 12 y 15 niveles que están ubicados sobre distintos tipos de suelos de la Ciudad de México. La confiabilidad estructural, así como el desempeño sísmico se obtienen usando métodos probabilísticos que integran las curvas de fragilidad y la tasa anual de excedencia de diferentes niveles de daño de la estructura. Para obtener las tasas de excedencia, se emplean las redes neuronales artificiales para simular las curvas de peligro de demanda estructural. Un análisis de costos durante la vida útil de las estructuras es realizado integrando el costo inicial y los costos por daños causados a los edificios ante posibles futuras demandas sísmicas. Los costos durante la vida útil obtenidos de los edificios diseñados con las combinaciones de carga propuestas, así como las tasas de excedencia para un daño igual a  $d=0.015$ , son comparados contra los costos y tasas de los edificios diseñados con la combinación de carga sísmica del reglamento analizado. Finalmente, se obtienen las combinaciones de carga óptimas para los diferentes tipos de suelo en función del análisis realizado.

**Palabras clave:** edificios de concreto; confiabilidad estructural; factores de carga; costos vida útil; redes neuronales artificiales

## PROPOSED SEISMIC LOAD COMBINATION FOR MEXICO CITY TAKING INTO ACCOUNT DIFFERENT SOIL TYPES

### ABSTRACT

This study addresses the impact of different soil types in Mexico City on the reliability and life cycle costs of reinforced concrete buildings using various proposed seismic load factors. The objective of

---

Artículo recibido el 11 de abril de 2023 y aprobado para su publicación el 31 de diciembre de 2024. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

<sup>(1)</sup> Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Calzada de las Américas y Boulevard Universitarios S/N, Cuidad Universitaria, Culiacán, Sinaloa, México, C.P. 80040, [henry.reyes.fic@uas.edu.mx](mailto:henry.reyes.fic@uas.edu.mx), [juanbm@uas.edu.mx](mailto:juanbm@uas.edu.mx), [eden\\_bmseg@hotmail.com](mailto:eden_bmseg@hotmail.com), [reyes@uas.edu.mx](mailto:reyes@uas.edu.mx), [Ignacio.torres.inge@uas.edu.mx](mailto:Ignacio.torres.inge@uas.edu.mx)

<sup>(2)</sup> Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar s/n, Ciudad universitaria, Coyoacán, México D.F., C.P. 04510, [sruizg@iingen.unam.mx](mailto:sruizg@iingen.unam.mx), [JAndaG@iingen.unam.mx](mailto:JAndaG@iingen.unam.mx)

<sup>(3)</sup> Departamento de Física, Matemáticas e Ingeniería, Universidad de Sonora, Lázaro Cárdenas del Río 100, Francisco Villa, Navojoa, Sonora, México, C.P. 85880. [joel.carvajal@unison.mx](mailto:joel.carvajal@unison.mx)

[DOI: 10.18867/ris.113.637](https://doi.org/10.18867/ris.113.637)

this study is to propose the use of an optimal seismic load combination that improves the structural reliability for buildings of different levels, taking into account the life cycle costs. The methodology used is applied to reinforced concrete (R/C) buildings of 4, 6, 8, 8, 10, 12 and 15 stories located on different types of soils in Mexico City. Structural reliability and seismic performance are obtained using probabilistic methods that integrate the fragility curves and the annual exceedance rate of different damage states of the structure. To obtain the exceedance rates, artificial neural networks are used to simulate the structural demand hazard curves. A life cycle cost analysis of the structures is performed by integrating the initial cost and the costs of damage caused to the buildings in the face of possible future seismic demands. The life cycle costs obtained for the buildings designed with the building code load combinations, as well as the exceedance rates for the damage state equal to  $d=0.015$ , are compared against the costs and rates of the buildings designed with the seismic load combination of the analyzed building code. Finally, the optimal load combinations for the different soil types are obtained based on the analysis performed.

**Keywords:** concrete buildings; structural reliability; load factors; life cycle costs; artificial neural networks

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad en México se han presentado sismos relevantes de gran magnitud como los sismos ocurridos el 19 septiembre de 1985, donde hubo incontables pérdidas materiales y humanas, así como los sismos más recientes del 19 de septiembre del 2017 y del 2022. Estos provocaron daños a estructuras de sistemas con concreto reforzado, mampostería y acero estructural. Ante estos eventos destructivos, las normas vigentes para el diseño sísmico proveen el uso de combinaciones de cargas en los análisis y diseño de las estructuras para garantizar la seguridad estructural. Estas combinaciones pueden optimizarse con el objetivo de tratar de controlar los daños provocados por dichos eventos, mejorando el comportamiento y obteniendo una confiabilidad estructural más uniforme para las futuras edificaciones, tratando además de reducir los costos por daños de tales estructuras.

Durante las últimas décadas, investigadores han tratado de establecer criterios para modificar diferentes códigos de diseño, basándose en los principios de la confiabilidad estructural (Ellinwood, 1994; Sorensen et al., 1994; Wen, 2001; Foster et al., 2016; Bojórquez y Ruiz, 2018; Santiago et al., 2020). Recientemente, los nuevos códigos de diseños han tratado de basarse en la reducción de problemas socioeconómicos como pérdidas económicas producidas por sismo, interrupción de la ocupación inmediata y riesgo de fatalidades, todas estas actividades representadas como parámetro de desempeño estructural producido por futuros sismos (Federal Emergency Management Agency, 2012; Allahverdizadeh et al., 2017; O'Reilly et al., 2020; Federal Emergency Management Agency, 2018).

Los daños en las estructuras durante eventos sísmicos pueden generar gastos y costos importantes, por este motivo es de gran interés estimar los costos durante la vida útil de las estructuras e incorporar este parámetro en la toma de decisiones para la obtención de factores de carga óptimos. Algunos investigadores como Asadi y Hajirasouliha (2020) aplicaron un algoritmo para optimizar los costos durante la vida útil de marcos de concreto reforzado de 5, 8 y 12 niveles; Nourendin y Kim (2021) obtuvieron los costos durante la vida útil de marcos de acero resistente a momento de baja a mediana altura sujetos a movimiento sísmico, evaluando los costos en función a sus cantidades de respuesta estructural, tales como la rigidez, la fuerza y la ductilidad; Reddy Chukka et al. (2021) desarrollaron un disipador híbrido aplicado a edificios de concreto de 4 y 12 niveles, en el cual compraron su desempeño contra disipadores metálicos en forma de X;

adicionalmente, realizaron un análisis de costo durante la vida útil de los edificios con los dos tipos de disipadores y llegaron a la conclusión que los edificios con el disipador híbrido presentaba menor tiempo de reparación y menor costo total; Mirzaeefard et al. (2021) realizó un análisis de costos durante la vida útil de un muelle soportado por pilotes el cual fue sujeto a condiciones de corrosión y movimiento sísmico, los resultados del estudio revelaron que la corrosión es más dominante cuando no hay movimientos intensos del suelo, los cuales se traduce a un costo de hasta 55% más alto que su costo inicial; Orellana et al. (2021) obtuvo los costos durante la vida útil de edificios de concreto reforzado ubicados en dos tipos de suelo de la ciudad de México. En general, la metodología para obtener los costos durante la vida útil de una estructura ha recibido abundante atención por diversos investigadores durante los últimos años (Bojórquez j, 2017; Cataldo et al., 2016; Pandey et al., 2017; Vitiello et al., 2017; El-Khoury et al., 2018; Wen y Kang, 2001; Lagaros, 2007; Mitropoulou et al., 2011; Esteva et al., 2011; Ang, 2011; Ierimonti et al., 2017; De Leon, 1996).

Los ingenieros, programadores, economistas e investigadores han usado las redes neuronales artificiales (RNA) (Jain et al., 1996; Krogh, 2008) por su capacidad en realizar tareas de clasificación, categorización, aproximación, predicción y optimización de problemas. Cheng (2010) utilizó unas RNA precisas y eficientes para obtener la confiabilidad de puentes en suspensión de gran claro; Abdollahzadeh (2021) aplicó las RNA en la generación de secuencias sísmicas artificiales para realizar análisis no lineales en pilotes, edificios y puentes de C/R, obteniendo así las respuestas estructurales; Kim et al. (2020) utilizó una técnica de análisis de imágenes de las RNA para detectar grietas en elementos de concreto con el fin de poder categorizar las grietas de forma objetiva; Srikanth (2020) comparó métodos de deterioro determinista y estocástico en estructuras de madera y losas de concreto de un puente contra modelos basados en RNA, encontrando que las redes producen una precisión hasta del 91% comparado con los otros métodos; Chang y Zheng (2019) establecieron un modelo de RNA para evaluar la fuerza a compresión de columnas circulares de concreto reforzado con estribos en espiral; Asteris y Mokos (2020) aplicaron una RNA para predecir la fuerza a compresión de estructuras de concreto ya existentes; Tabari y Sanayei (2019) implementaron una RNA para predecir el desplazamiento del bloque intermedio de la cresta de una presa; Vazirizade et al. (2017) utilizaron las RNA para reducir el esfuerzo y tiempo computación necesario para llevar a cabo un análisis de confiabilidad a las estructuras.

En este trabajo se aplican los enfoques antes mencionados para establecer una metodología que nos permita obtener combinaciones de carga óptimas. Para ese fin, se diseñan edificios de concreto reforzado, utilizando un conjunto de combinaciones de carga para el diseño sísmico. Las redes neuronales artificiales son implementadas para estimar la confiabilidad estructural de los edificios ubicados sobre distintos tipos de suelo de la ciudad de México. La combinación óptima en este trabajo se estima minimizando el costo total durante la vida útil de los edificios, asegurando que no se exceda la tasa anual de falla de un estado límite más allá de valores razonables.

## METODOLOGÍA GENERAL

La metodología general utilizada, así como los principales pasos seguidos en este estudio, se pueden observar resumidos en la Figura 1. En el primer paso se diseñan distintos modelos de edificios; en el segundo paso, se estima la capacidad estructural de cada uno. El tercer paso implica evaluar la confiabilidad estructural, mientras que el cuarto se centra en la generación de curvas de peligro para la demanda estructural. En el quinto paso, se aplican redes neuronales artificiales. Seguido en el sexto paso, se simulan demandas sísmicas. El séptimo paso consiste en estimar el daño estructural resultante de demandas

simuladas. En el octavo paso, se calculan los costos a lo largo de la vida útil de las estructuras, y finalmente, se analizan los resultados para obtener una combinación óptima. En las siguientes secciones se describe más sobre cada paso.



Figura 1: Diagrama de flujo de la metodología aplicada.

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS

El primer paso de la metodología se tiene como objetivo diseñar estructuras siguiendo los lineamientos de un código de diseño previamente establecido. Estos edificios se asumen que son diseñados en diferentes tipos de suelos y con un conjunto de combinaciones de carga para el diseño sísmico diferentes a la establecida en el reglamento utilizado.

En este trabajo se diseñan edificios de concreto reforzado de varios niveles siguiendo las normas técnicas vigentes de la ciudad de México. Para el análisis y diseño estructural se utilizaron las normas técnicas sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (NTC-CADE-23), las normas técnicas para el diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-DCEC-23) y las normas técnicas para el diseño sísmico (NTC-DS-23).

## ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad estructural de los edificios de C/R es estimada mediante la aplicación del análisis dinámico incremental (ADI) (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Como resultado, se obtienen unas curvas paramétricas (curvas ADI) en función de una medida de intensidad sísmica y una medida de daño estructural. En este trabajo se utiliza la pseudo-aceleración del primer modo de vibración de la estructura ( $S_a T_1$ ) como medida de intensidad, y como medida de daño se utiliza la distorsión máxima de entrepiso (DME). La capacidad de las estructuras es definida mediante dos estados límites de interés, el estado límite de fluencia y el estado límite de colapso, los cuales se estiman de un análisis probabilístico de los estados límite obtenidos de análisis no lineales.

## CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

La confiabilidad de las estructuras es obtenida estimando la tasa anual de excedencia de cierta distorsión máxima de entrepiso. Las tasas se estiman generando las curvas de peligro de demanda estructural (CPDE) con la siguiente ecuación 1 (Esteva, 1968; Cornell, 1968).

$$v_D(d) = \int \left| \frac{dv(S_a[T_1])}{d(S_a[T_1])} \right| P(D > d | S_a[T_1]) d(S_a[T_1]) \quad (1)$$

Donde:  $v_D(d)$ : representa la tasa media anual de excedencia;  $d$ : Es un valor de daño en función de la distorsión máxima de entrepiso;  $D$ : Es la demanda estructural, representada por la DME;  $S_a[T_1]$ : Pseudo-aceleración del primer modo de vibración de la estructura;  $v(S_a[T_1])$ : Curvas de peligro sísmico asociadas a un periodo ( $T_s$ ) analizado;

$$P(D > d | S_a[T_1]) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(D) - \hat{\mu}_{\ln d}}{\hat{\sigma}_{\ln d}} \right) \quad (2)$$

Donde:  $P(D > d | S_a[T_1])$ : Es la curva de fragilidad;  $\Phi$ : Función de distribución acumulada normal;  $\hat{\mu}_{\ln d}$ : Valor de la mediana del logaritmo natural de las DME;  $\hat{\sigma}_{\ln d}$ : Valor de la desviación estándar del logaritmo natural de las DME.

## REDES NEURONALES ARTIFICIALES

El crecimiento del poder computacional ha vuelto cada vez más accesibles herramientas y métodos de análisis sofisticados que han tenido gran aceptación entre investigadores y profesionales de la ingeniería por la capacidad de resolver problemas de manera rápida y eficiente. Uno de los métodos más valorados por los investigadores es la inteligencia artificial (IA), cuyo propósito es simular el razonamiento humano para resolver problemas complejos de una manera más eficiente. Un campo dentro de la IA que ha ganado popularidad por el enfoque en imitar las funciones neuronales del cerebro, facilitando la ejecución de operaciones lógicas complejas, son las redes neuronales artificiales (RNA) (McCulloch y Pitts, 1990). Las RNA están formadas por elementos simples llamados neuronas, que se encuentran interconectadas entre sí

a través de diferentes capas de procesamiento. Estas neuronas (Figura 2) se alimentan con valores o datos de entrada representativos del problema a resolver, que luego son modificados por la sinapsis de la neurona. En el proceso de la sinapsis, los datos de entrada en la neurona se van sumando en el cuerpo y luego son modificados por un umbral. Esta señal se envía para su procesamiento a través de una función de activación que da el resultado de salida de la neurona.

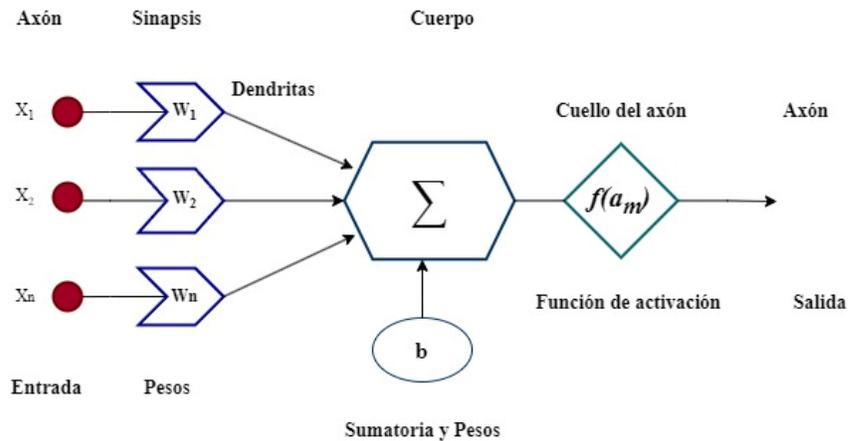


Figura 2: Diagrama de una neurona artificial.

## GENERACIÓN DE DEMANDAS SÍSMICAS

Con el objetivo de estimar los daños en la estructura durante su vida útil, es necesario obtener las demandas estructurales a las que puede estar sujeto el edificio. Estas demandas se obtienen implementando el método de Monte Carlo (Rubinstein, 1981) con el cual se generan demandas aleatorias utilizando las curvas de peligro de demanda estructural. Para la simulación numérica, se considera la vida útil de la estructura como 50 años; además, se sigue la hipótesis que los tiempos de recurrencias entre eventos sísmicos están gobernados por un proceso de Poisson. En la simulación de los tiempos de recurrencias entre eventos, el método de la transformada inversa es utilizado tomando como función de distribución la función exponencial.

## DAÑO ESTRUCTURAL

En este trabajo se estima el daño físico en la estructura ocasionado por las demandas sísmicas simuladas a las cuales fueron sujetos los edificios. El daño físico estructural se cuantifica utilizando un índice de daño (ID) que relaciona diferentes estados límites de la estructura. El ID se define como la razón entre la capacidad y la demanda estructural, el cual puede tomar valores entre 0 y 1. Cuando el ID es igual a 0 se dice que la capacidad es mucho mayor que la demanda impuesta y no presenta daños en la estructura. Si el ID es mayor que 0 pero menor que 1 se presenta daño estructural, y cuando el ID es mayor o igual a 1 se dice que el edificio presenta daño total en toda su estructura. El ID se define entonces por la ecuación 3 (Ruiz 2013);

$$ID = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (3)$$

donde:  $\delta_y$  = Distorsión máxima de entrepiso asociada al estado límite de servicio;  $\delta_d$  = Demanda simulada de las CPDE en función de la distorsión máxima de entrepiso;  $\delta_u$  = Distorsión máxima de entrepiso asociada al colapso incipiente.

### COSTOS TOTALES DURANTE LA VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA

El costo total de un edificio de C/R durante su vida útil es estimado integrando el costo inicial de construcción del edificio ( $C_I$ ) y los costos asociados al daño estructural ( $C_d$ ). El costo total para los edificios diseñados con cada combinación de carga ( $\gamma$ ) está dado por la ecuación 4:

$$C_t(\gamma) = C_I(\gamma) + C_d(\gamma) \quad (4)$$

donde:  $C_t$  = Costo total;  $C_I$  = Costo inicial;  $C_d$  = Costos por daño.

#### Costo inicial

El costo inicial está definido por el costo directo, costo indirecto y utilidad del contratista. El costo directo ( $C_{DI}$ ) es definido por el costo del material ( $C_M$ ) más la mano de obra, que se considera aproximadamente el 40% del  $C_M$ , teniendo entonces que  $C_{DI}=1.4C_M$ . El costo indirecto ( $C_{IN}$ ) de la obra se toma igual a los gastos realizados por el contratista que no están relacionados con el trabajo estructural (seguros, fianzas, gastos de oficina, etc.), los cuales se consideran como  $C_{IN}=0.20C_{DI}$ . La utilidad ( $U_M$ ) es definida en función de la ganancia del constructor y se considera como el 15% de la suma del  $C_{DI}$  y  $C_{IN}$ , teniendo entonces que  $U_M= 0.15(C_{DI}+ C_{IN})$ . El costo inicial utilizado fue propuesto por De León (1996) como las sumatorias de los costos directos, indirectos y utilidad. El costo inicial es definido en función del costo del material, como se muestra en la ecuación 5:

$$C_I = C_{DI} + C_{IN} + U_M = 1.38C_{DI} = 1.93C_M \quad (5)$$

donde:  $C_I$  = Costo inicial;  $C_{DI}$  = Costo directo;  $C_{IN}$  = Costo indirecto;  $U_M$  = Utilidad;  $C_M$  = Costo del material.

Los precios del concreto utilizado en los análisis fueron considerados como el promedio de su valor en el mercado en la fecha que se realizó el estudio. Para un concreto de  $f^c=250$  kg/cm<sup>2</sup> se utilizó un costo de \$2200 mn/m<sup>3</sup>, mientras que para el concreto de  $f^c=350$  kg/cm<sup>2</sup>, empleado en edificios de 15 niveles o más, el costo de mercado utilizado fue de \$2500 mn/m<sup>3</sup>. El costo para el acero de refuerzo se asumió como \$33000 mn/ton.

#### Costos por daño

Los costos por daño ( $C_d$ ) que se pueden asociar en un edificio debido a las demandas inducidas por movimientos sísmicos durante la vida útil de la estructura pueden ser muy variados y complejos de analizar. Para este trabajo, los costos por daño están constituidos por: costo por reparación o reconstrucción ( $C_{PR}$ ), costo por pérdida de contenido ( $C_{PC}$ ), costo por pérdidas indirectas ( $C_{PI}$ ), costo por lesiones ( $C_{PL}$ ) y costo por pérdidas de vida ( $C_{PV}$ ). Para cada uno de estos costos por daño se estableció una relación directa con el índice de daño (ID) del edificio. El costo por daño total se puede expresar como la suma de todos los costos por daño, como se muestra en la ecuación 6:

$$C_d = C_{PR} + C_{PC} + C_{PI} + C_{PL} + C_{PV} \quad (6)$$

## COSTO POR REPARACIÓN O RECONSTRUCCIÓN

La forma de reparar un edificio dañado por movimientos sísmicos depende de aspectos como el tipo de estructura, su configuración, el nivel de daño y la logística para realizar las reparaciones. Unos de los métodos más utilizados en edificios de C/R, por su capacidad de recuperar la rigidez y masa aproximadamente a su estado inicial antes del daño, es el encamisado de las secciones estructurales; este método es el considerado en este estudio para las reparaciones de los daños. De León (1996) consideró que en algunos casos el daño causado en las estructuras es demasiado grave de manera que no pueden ser reparadas y es necesaria su demolición. En este estudio se considera que cuando el índice de daño (ID) sea menor a 0.7 el edificio puede ser reparado, y el costo por reparación tiene un valor igual al costo inicial multiplicado por el ID elevado al cuadrado. Cuando el valor de ID es mayor o igual a 0.7, se considera que la estructura debe ser demolida por seguridad; tomando en cuenta esto, el costo por reconstrucción es aproximadamente el 120% del costo inicial. El costo por reparación y reconstrucción está definido por las ecuaciones 7 y 8:

$$C_{PR} = (C_I)ID^2 \leftrightarrow 0 \leq ID < 0.7 \quad (7)$$

$$C_{PR} = 1.2C_I \leftrightarrow ID \geq 0.7 \quad (8)$$

## COSTO POR PÉRDIDA DE CONTENIDO

Los costos por pérdida de contenido ( $C_{PC}$ ) están estrechamente relacionados con el uso y tipo de la estructura dañada. En este trabajo se analizan edificios de C/R y se asume que los edificios están dedicados para trabajos de oficinas. Los daños por pérdida de contenido que principalmente se pueden presentar en este tipo de edificios son los daños ocurridos en las fachadas y acabados arquitectónicos, daños parciales o totales del mobiliario utilizado. Los máximos costos por pérdida son considerados igual al 50% del costo inicial cuando el ID es mayor a 1, y cuando el ID es menor a 1, los costos por pérdida de contenido son igual a la mitad del costo inicial multiplicado por el ID, como fue sugerido por Suranman y Rojiani (1983). Los costos por pérdida de contenido se definen entonces por las ecuaciones 9 y 10:

$$C_{PC} = 0.5 (C_I)ID \leftrightarrow 0 < ID < 1.0 \quad (9)$$

$$C_{PC} = 0.5 C_I \leftrightarrow ID \geq 1.0 \quad (10)$$

## COSTO POR PÉRDIDAS INDIRECTAS

Los costos por pérdidas indirectas ( $C_{PI}$ ) dependen en gran medida de la actividad económica que se lleve a cabo en el edificio. En este estudio, se asume que los edificios son dedicados para la renta en los que se realizan trabajos de oficina, lo que significa que las pérdidas indirectas se deben a la interrupción de las actividades productivas durante el tiempo de reparación o reconstrucción, lo que se traduce a una pérdida de ingresos por alquiler.

Los costos máximos por pérdidas indirectas se pueden evaluar en función del área afectada en metros cuadrados (A), el costo de alquiler por metro cuadrado (R), el periodo de reparación o reconstrucción ( $P_R$ ) y el daño físico (ID) en la estructura. Cuando el ID es mayor a 1, se tiene que el costo por pérdidas indirectas es igual a la multiplicación del área afectada por el costo del alquiler y el periodo de

reconstrucción. Cuando ID es menor a 1, el producto del área afectada, el costo del alquiler y el periodo de reconstrucción es multiplicado por el ID elevado al cuadrado (De León, 1996). Los costos por pérdidas indirectas están dados por las ecuaciones 11 y 12:

$$C_{PI} = R(P_R)A \leftrightarrow ID \geq 1 \quad (11)$$

$$C_{PI} = R(P_R)(A)ID^2 \leftrightarrow 0 < ID < 1.0 \quad (12)$$

### COSTO POR PÉRDIDA DE VIDAS

El evaluar costos donde se deba asignar un valor monetario a una vida humana puede ser un tema muy sensible y controversial por tratar de relacionar un tema económico con un tema delicado donde se ven afectadas personas a un nivel físico y emocional; sin embargo, para este trabajo se toma un criterio estrictamente técnico basado en trabajos previos (Miller, 2000; Viscusi y Aldy, 2003; Viscusi y Gentry 2015) en el cual se asigna un valor monetario a la pérdida de una vida humana en función de sus ingresos.

En este estudio para obtener los costos por pérdida de vidas ( $C_{PV}$ ) se estima el número de vidas perdidas en un edificio cuando ocurre un evento sísmico devastador. En este trabajo se consideran los registros de eventos pasados para estimar las pérdidas de vida en los edificios. Para obtener el número de muertes, Orellana (2017) realizó una regresión lineal basándose en los registros del área total de edificios colapsados durante el sismo de la ciudad de México de 1985 (Instituto de Ingeniería UNAM, 1985) y el número de muertos debido a evento sísmico (Tokyo metropolitan government, 1985). El número de muertes en los edificios se puede estimar entonces con la ecuación 13:

$$N_d = 45.48 + 5.531744 A^2 \quad (13)$$

donde:  $N_d$  = Número de fallecidos en una determinada área colapsada;  $A$  = Área del edificio colapsado en 1000 m<sup>2</sup>.

El costo por pérdidas de vida está definido en función del número de muertos en caso de colapso incipiente ( $ID > 1$ ) multiplicado por el ingreso promedio durante la vida laboral de una persona ( $C_{PF}$ ). Para valores de daño  $ID < 1$  se asume que el valor de la función debe multiplicarse por el ID elevado a la cuarta potencia. En este trabajo se considera un ingreso promedio de \$200,000 mn. anuales (INEGI, 2020) y que la vida laboral de una persona son 25 años. Entonces el ingreso promedio durante la vida laboral de una persona ( $C_{PF}$ ) es igual a \$5 millones mn. El costo por pérdida de vida está dado por las ecuaciones 14 y 15.

$$C_{PV} = N_d(C_{PF})ID^4 \leftrightarrow 0 < ID < 1 \quad (14)$$

$$C_{PV} = N_d C_{PF} \leftrightarrow ID \geq 1 \quad (15)$$

### COSTO POR LESIONES

El costo por lesiones ( $C_{PL}$ ) se refiere a los gastos que son requeridos para cubrir en caso de que una persona dentro de un edificio, el cual fue sujeto a un movimiento sísmico, necesite atención médica u hospitalización (De León, 1996). Los costos por lesiones se dividen en dos tipos de gastos que generan un monto total. Estos son los costos por lesiones en los cuales las personas no necesitan incapacidad ( $C_{LS}$ ) y su

estadía en los servicios médicos es breve; el costo sin incapacidad ( $C_{LS}$ ) se estima igual a \$40000 mn y considera que representan el 90% del total de las personas lesionadas (Tokyo metropolitan government, 1985), y los costos con incapacidad ( $C_{LI}$ ) que representan el 10% de las personas lesionadas en un evento sísmico se estima que tiene un costo igual al costo por pérdida de vidas, el cual es de \$5 millones.

Para obtener los costos por lesiones en un evento sísmico es necesario obtener el número de personas lesionadas en los edificios después de un sismo. El número total de personas lesionadas por área de un edificio se estimó como resultado de dividir el número de personas reportadas como lesionadas en el sismo de México de 1985 (Tokyo metropolitan government, 1985), entre el área total colapsada de los edificios (Instituto de Ingeniería UNAM, 1985), el cual se estimó igual a 0.0168 personas lesionadas por metro cuadrado.

El costo por lesiones ( $C_{PL}$ ) está definido entonces en función del costo de personas lesionadas con incapacidad y sin incapacidad multiplicadas por el área del edificio analizado cuando el daño en el edificio es total ( $ID \geq 1$ ). Cuando el  $ID < 1$ , esta función se multiplica por el índice de daño elevado al cuadrado. El costo por lesiones está dado por las ecuaciones 16 y 17.

$$C_{PL} = (0.1C_{LI} + 0.9C_{LS})0.0168 (A) ID^2, \quad 0 < ID < 1 \quad (16)$$

$$C_{PL} = (0.1C_{LI} + 0.9C_{LS})0.0168 A, \quad ID \geq 1 \quad (17)$$

### EJEMPLO DE LA METODOLOGÍA APLICADA

La metodología presentada en la Figura 1 se aplica para todos los diferentes edificios diseñados de 4, 6, 8, 10, 12 y 15 niveles, analizados sobre los suelos con periodo  $T_s = 0.75s, 1.0s, 1.5s, 2.0s, 2.5s$  y  $3.0s$ , que fueron analizados utilizando un conjunto de 17 combinaciones de carga para el diseño sísmico. En esta sección se muestra como ejemplo la aplicación de la metodología a un edificio de 10 niveles ubicado sobre suelo  $T_s = 1.5s$ .

#### Características de la zona de estudio

Este estudio contempla el análisis de las estructuras ubicadas en diferentes zonas de la ciudad de México. Las zonas se caracterizan por el tipo de comportamiento mecánico que tiene el suelo ante movimientos sísmicos. Estas zonas se dividen en función de su periodo ( $T_s$ ) para el análisis de los edificios. El periodo del suelo de las zonas analizadas son los siguientes;  $T_s = 0.75s, T_s = 1.0s, T_s = 1.5s, T_s = 2.0s, T_s = 2.5s$  y  $T_s = 3.0s$ , seis zonas diferentes en total.

La norma técnica complementaria para diseño por sismo (NTC-DS-23) hace algunas recomendaciones respecto al número de registros sísmicos que se deben de utilizar para los análisis no lineales en estructuras ubicadas en suelos con cierto periodo  $T_s$ . Las normas recomiendan que cuando el periodo  $T_s$  sea mayor o igual a  $1.0s$  deben de usarse por lo menos 12 parejas de registros sísmicos; en caso que sea  $T_s < 1$  deben usarse mínimo 8 registros sísmicos. Con el fin de uniformizar los procedimientos y resultados, en este trabajo se seleccionaron 12 parejas de registros sísmicos para los análisis no lineales de los edificios ubicados en todos los suelos con diferente periodo ( $T_s$ ).

Un conjunto de registros sísmicos para cada tipo de suelo fue seleccionado de la base de datos de registros acelerográficos de la UNAM (IINGEN-2022) y de la red acelerográfica y sistema de alerta sísmica

de la Ciudad de México (CIRES-2020) para los análisis no lineales. Las características del conjunto de 12 registros sísmicos para suelo  $T_S=1.5s$  con magnitud mayor a 6 se pueden ver en la Tabla 1. Los espectros de respuesta de los registros seleccionados, en el cual se considera un amortiguamiento crítico del 5%, se observan en la Figura 3. En la Figura 4 se muestran las curvas de peligro sísmico utilizadas en los análisis de los edificios ubicados en suelo  $T_S=1.5s$ . Estas curvas están en función del periodo estructural ( $T$ ) de los edificios de concreto reforzado. Las curvas de peligro sísmico utilizadas en este trabajo fueron obtenidas previamente en los trabajos de Bojorquez J. et al (2017) y Orellana M. et al (2017).

Tabla 1: Características de los registros sísmicos utilizados para los análisis en suelo  $T_S=1.5s$ .

SISMO	FECHA DEL SISMO	COORDENADA DEL EPICENTRO	MAGNITUD	ESTACIÓN	INSTITUCIÓN DE REGISTRO
S1	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	GC38	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S2	97-01-11	18.09 N; 102.86 W	6.9	GC38	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S3	97-01 -11	18.09 N; 102.86 W	6.9	DFRO	INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
S4	89-04-25	16.603N; 99.400 W	6.9	DFRO	INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
S5	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	DFRO	INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
S6	89-04-25	16.603N; 99.400 W	6.9	SI53	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S7	89-04-25	16.603N; 99.400 W	6.9	IB22	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S8	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	IB22	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S9	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	CH84	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S10	97-01 -11	18.09 N; 102.86 W	6.9	CH84	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S11	97-01 -11	18.09 N; 102.86 W	6.9	MI15	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)
S12	95-09-14	16.31 N; 98.88 W	7.3	MI15	CENTRO DE INSTRUMENTACION Y REGISTRO SISMICO (CIRES)

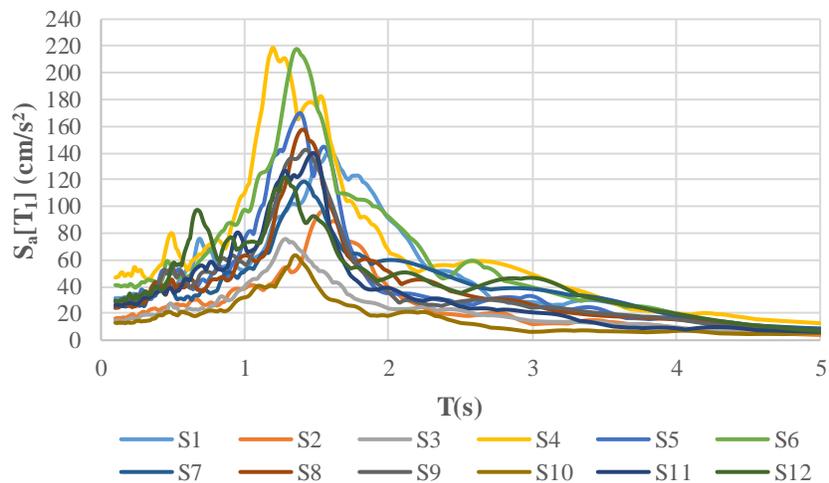


Figura 3: Espectros de respuesta sísmica utilizados en suelo  $T_S=1.5s$ .

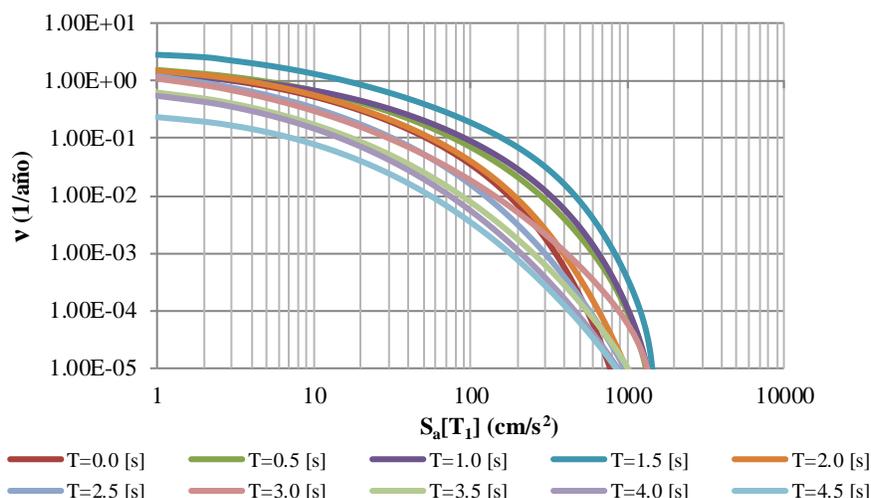


Figura 4: Curvas de peligro sísmico para suelo  $T_s=1.5s$ .

### Diseño de los edificios de concreto reforzado

Edificios de C/R de 4, 6, 8, 10, 12 y 15 niveles fueron diseñados de acuerdo a las normas técnicas vigentes de la ciudad de México. Los edificios presentan una estructuración tridimensional formada por marcos rígidos ortogonales con tres crujiás en cada dirección. Los marcos están conectados por losas macizas en cada nivel, que se idealizan como diafragma rígido en cada piso. Todos los edificios tienen una altura de entrepiso de 4 metros y la separación entre crujiás es distinta para cada tipo de edificio, como se muestra en la Tabla 2. Los edificios se definen con un uso ocupacional de oficinas y se consideran las cargas variables reglamentarias correspondientes. El factor de comportamiento sísmico considerado en los análisis es  $Q=2$  para todos los edificios; además, para la revisión de la seguridad estructural ante el estado límite colapso, se limitó la distorsión máxima de entrepiso a  $d=0.015$ .

Tabla 2: Distribución geométrica de los edificios.

Niveles	Número de crujiás		Separación entre Crujiás (m)	Altura de entrepiso (m)
	Dirección X	Dirección Y		
4	3	3	6	4
6	3	3	8	4
8	3	3	8	4
10	3	3	8	4
12	3	3	8	4
15	3	3	10	4

En el diseño de los edificios se planteó utilizar combinaciones de carga propuestas para el diseño sísmico diferentes a las del reglamento de construcción. Todos los tipos de edificios fueron diseñados 17 veces en cada tipo de suelo; en cada diseño realizado fue utilizada una combinación sísmica distinta. La Tabla 3 muestra el conjunto de combinaciones ( $\gamma$ ) sísmicas utilizadas en los diseños. Estas combinaciones fueron propuestas previamente en trabajos de Bojórquez J. y Ruiz S. E. (2018). De la tabla se puede observar que la combinación 1 es la combinación sísmica vigente en el reglamento de construcción de la Ciudad de

México. Estas combinaciones se diferencian entre sí por los factores que multiplica la carga muerta ( $F_{CM}$ ), carga viva ( $F_{CV}$ ) y carga sísmica ( $F_{CS}$ ) los cuales varían con respecto a la combinación 1.

Tabla 3: Conjunto de combinaciones de cargas sísmicas utilizadas.

Combinación ( $\gamma$ )	Factores		
	$F_{CM}$	$F_{CV}$	$F_{CS}$
# 1	<b>1.1</b>	1.1	1.1
# 2	<b>1.2</b>	1.1	1.1
# 3	<b>1.3</b>	1.1	1.1
# 4	<b>1.4</b>	1.1	1.1
# 5	<b>1.5</b>	1.1	1.1
# 6	1.1	<b>1.3</b>	1.1
# 7	1.1	<b>1.5</b>	1.1
# 8	1.1	1.1	<b>1.2</b>
# 9	1.1	1.1	<b>1.3</b>
# 10	1.1	1.1	<b>1.4</b>
# 11	1.1	1.1	<b>1.5</b>
# 12	1.0	1.0	<b>1.1</b>
# 13	1.0	1.0	<b>1.2</b>
# 14	1.0	1.0	<b>1.3</b>
# 15	1.0	1.0	<b>1.4</b>
# 16	1.0	1.0	<b>1.5</b>
# 17	<b>1.2</b>	<b>1.0</b>	<b>1.0</b>

Los edificios de C/R analizados, fueron diseñados considerando cargas vivas y muertas reglamentarias, así como sobrecarga por acabados y muros. Estos edificios fueron diseñados con secciones uniformes asignadas en grupos de vigas y columnas. Los edificios de 4 y 6 niveles se dividieron en 2 grupos de vigas y 2 de columnas, para los edificios de 8, 10 y 12 niveles se dividieron en 3 grupos para cada sección y para los edificios de 15 niveles se dividieron en 4 grupos de vigas y 4 de columnas. Un esquema tipo de los edificios, así como la división de los grupos de vigas y columnas diseñados, se pueden observar en la Figura 5 mediante un cambio de color.

Los parámetros buscados en el diseño para el grupo tipo viga fueron la base, peralte, acero de refuerzo inferior en el extremo de la viga, acero de refuerzo superior en el extremo de la viga, acero de refuerzo inferior en el centro de la viga, acero superior en el centro de la viga, separación de estribos en el extremo de la viga y separación de estribos en el centro de la viga ( $b$ ,  $h$ ,  $A_{se}$ ,  $A_{se'}$ ,  $A_{sc}$ ,  $A_{sc}$ ,  $s_e$ ,  $s_m$ ). Los parámetros buscados en el diseño para un grupo tipo columna fueron la base, peralte, acero de refuerzo longitudinal y separación de estribos ( $b$ ,  $h$ ,  $A_{sl}$ ,  $s$ ). En la Tabla 4 se muestran los resultados obtenidos del diseño del edificio de 10 niveles, utilizando la combinación 12 propuesta para diseño sísmico de la Tabla 3.

Tabla 4: Parámetros obtenidos del diseño de edificio de 10 Niveles.

Grupo	Parámetro	Unidades	Parámetro	Unidades	Grupo		
G. Viga #1	b	65	cm	b	0	G. Viga #4	
	h	135	cm	h	0		
	A <sub>se</sub>	22	cm <sup>2</sup>	A <sub>se</sub>	0		cm <sup>2</sup>
	A <sub>se'</sub>	65	cm <sup>2</sup>	A <sub>se'</sub>	0		cm <sup>2</sup>
	A <sub>sm</sub>	22	cm <sup>2</sup>	A <sub>sm</sub>	0		cm <sup>2</sup>
	A <sub>sm'</sub>	29	cm <sup>2</sup>	A <sub>sm'</sub>	0		cm <sup>2</sup>
	s <sub>e</sub>	5	cm	s <sub>e</sub>	0		cm
s <sub>m</sub>	6	cm	s <sub>m</sub>	0	cm		
G. Viga #2	b	60	cm	b	140	G. Col #1	
	h	125	cm	h	140		cm
	A <sub>se</sub>	19	cm <sup>2</sup>	A <sub>sl</sub>	417		cm <sup>2</sup>
	A <sub>se'</sub>	54	cm <sup>2</sup>	s	4		cm
	A <sub>sm</sub>	19	cm <sup>2</sup>	b	135		cm
	A <sub>sm'</sub>	24	cm <sup>2</sup>	h	135		cm
	s <sub>e</sub>	6	cm	A <sub>sl</sub>	196		cm <sup>2</sup>
s <sub>m</sub>	7	cm	s	4	cm		
G. Viga #3	b	60	cm	b	130	G. Col #2	
	h	120	cm	h	130		cm
	A <sub>se</sub>	18	cm <sup>2</sup>	A <sub>sl</sub>	196		cm <sup>2</sup>
	A <sub>se'</sub>	29	cm <sup>2</sup>	s	4		cm
	A <sub>sm</sub>	18	cm <sup>2</sup>	b	0		cm
	A <sub>sm'</sub>	18	cm <sup>2</sup>	h	0		cm
	s <sub>e</sub>	8	cm	A <sub>sl</sub>	0		cm <sup>2</sup>
s <sub>m</sub>	11	cm	s	0	cm		
G. Viga #3	b	60	cm	b	130	G. Col #3	
	h	120	cm	h	130		cm
	A <sub>se</sub>	18	cm <sup>2</sup>	A <sub>sl</sub>	196		cm <sup>2</sup>
	A <sub>se'</sub>	29	cm <sup>2</sup>	s	4		cm
	A <sub>sm</sub>	18	cm <sup>2</sup>	b	0		cm
	A <sub>sm'</sub>	18	cm <sup>2</sup>	h	0		cm
	s <sub>e</sub>	8	cm	A <sub>sl</sub>	0		cm <sup>2</sup>
s <sub>m</sub>	11	cm	s	0	cm		
G. Viga #3	b	60	cm	b	130	G. Col #4	
	h	120	cm	h	130		cm
	A <sub>se</sub>	18	cm <sup>2</sup>	A <sub>sl</sub>	196		cm <sup>2</sup>
	A <sub>se'</sub>	29	cm <sup>2</sup>	s	4		cm
	A <sub>sm</sub>	18	cm <sup>2</sup>	b	0		cm
	A <sub>sm'</sub>	18	cm <sup>2</sup>	h	0		cm
	s <sub>e</sub>	8	cm	A <sub>sl</sub>	0		cm <sup>2</sup>
s <sub>m</sub>	11	cm	s	0	cm		

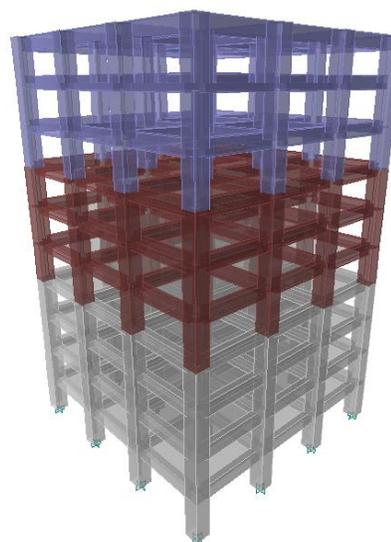


Figura 5: Elevación de un edificio de C/R de 10 niveles.

### Capacidad estructural

Los edificios de concreto reforzado fueron sometidos a una serie de análisis no lineales paso a paso, utilizando el conjunto de registros sísmicos seleccionados para cada tipo de suelo. Estos registros fueron escalados a intensidades crecientes múltiples de 100 cm/s<sup>2</sup> hasta los 1500 cm/s<sup>2</sup>. Los análisis no lineales necesarios para obtener la capacidad de los edificios fueron realizados en el software Ruaumoko3D (Carr, 2007), en el cual se modelan los elementos vigas y columnas como elementos tipo barra con plasticidad concentrada. Dentro del análisis se consideró la degradación de la fuerza y rigidez de los elementos de C/R usando el modelo de histéresis de Takeda modificado.

Los resultados obtenidos de los análisis son una serie de curvas discretas, llamadas curvas de análisis dinámico incremental (ADI). Las gráficas de estas curvas están representadas por la medida de daño utilizada, distorsión máxima de entrepiso (DME), en el eje de las abscisas y la medida de intensidad sísmica seleccionada, pseudo-aceleración en el primer modo de vibración de la estructura, en el eje de las ordenadas. Esta medida de intensidad sísmica fue seleccionada para los análisis por su capacidad de predecir de manera suficiente y eficiente la respuesta sísmica de las estructuras.

Las curvas ADI nos permiten determinar el comportamiento estructural de los edificios de C/R ante una serie de demandas sísmicas. Los estados límite de fluencia (dy) y colapso (du) de los edificios fueron obtenidos mediante un análisis probabilístico de los resultados. Los estados límites de fluencia (dy) de los edificios se definieron como la primera diferencia del 10% de la pendiente elástica de la curva ADI. Los estados límite de colapso (du) definidos dentro del programa de Ruaumoko son obtenidos cuando se cumplen unas de las siguientes condiciones; 1) existe inestabilidad numérica y los resultados no presentan

convergencia, 2) se excede la capacidad de rotación de los miembros. Otra condición para definir el límite de colapso (du) de la estructura es mediante el análisis de las gráficas ADI cuando existe un decremento de la tangente elástica en un 20% con respecto a su valor inicial.

La Figura 6 muestra una gráfica con las curvas ADI obtenidas de los análisis del edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12, ubicado en suelo  $T_S=1.5s$  sujeto a las demandas sísmicas de 12 registros diferentes. De la figura podemos observar que las curvas tienden a comportarse de manera lineal hasta cierto incremento de aceleración, aproximadamente 200 gales, en todos los registros sísmicos. Esto representa el comportamiento elástico lineal del edificio ante esas demandas. Cuando se cruza esta linealidad en la curva, decimos que el edificio empieza su comportamiento no lineal y se produce un comportamiento ondulado en las gráficas. La incertidumbre que se presenta en los análisis se puede visualizar en los diferentes comportamientos que se presentan en las curvas al incrementar la aceleración después del límite elástico. En la Figura 6 se puede observar que para la curva del sismo 1 (S1), se presentan una distorsión de  $d=0.018$  cuando la aceleración alcanza los  $400 \text{ cm/s}^2$ , por otro lado, para la curva del sismo 4 (S4), con la misma aceleración solo se alcanza una distorsión de  $d=0.003$ .

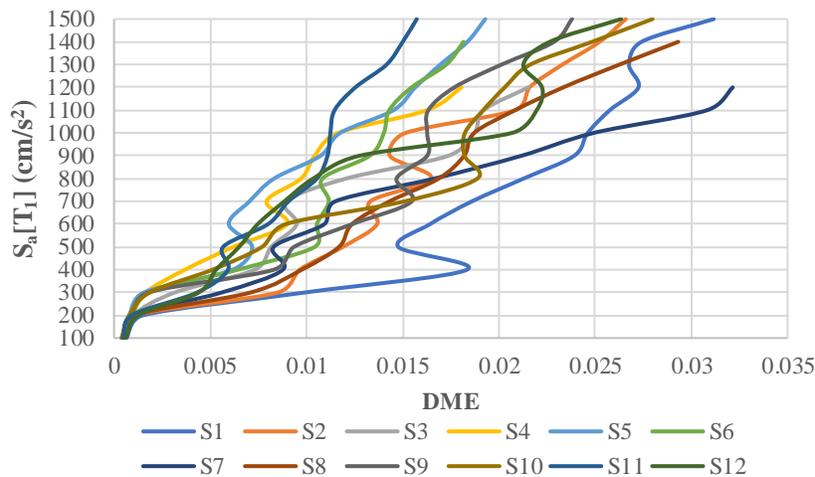


Figura 6: Curvas ADI para edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12 ubicado en suelo  $T_S=1.5s$ .

### Curvas de peligro de demanda estructural

El conjunto de curvas de peligro de demanda estructural (CPDE) necesarias para entrenar las RNA fueron obtenidas mediante la ecuación 1. Para resolver esta ecuación, primero fue necesario obtener las curvas de fragilidad de los edificios mediante la aplicación de la ecuación 2. Las curvas de fragilidad obtenidas para el edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12, ubicado en suelo  $T_S=1.5s$  se pueden observar en la Figura 7. Estas curvas representan la probabilidad condicional acumulada de que se alcance o exceda cierta distorsión ( $d$ ) dado un nivel de intensidad sísmica ( $S_a$ ). En la Figura 7 se observa que este edificio de 10 niveles tiene una probabilidad del 50% de alcanzar o exceder la distorsión  $d=0.015$  con una aceleración igual a  $S_a=900 \text{ cm/s}^2$ .

La CPDE para el edificio de 10 niveles que se muestra en la Figura 8 se obtuvo aplicando la ecuación 1. Esta curva representa las tasas medias anuales de excedencia de un rango de distorsiones máximas de entrepiso (DME). En la figura podemos observar que para una distorsión máxima de entrepiso  $DME=0.015$ ,

se tiene una tasa de excedencia  $v_D(0.015)=0.003378$ , correspondiente a un periodo de retorno igual a 296 años.

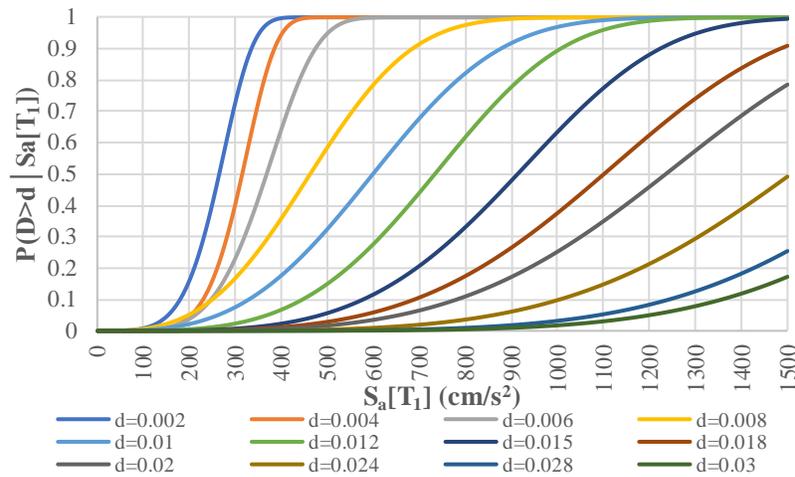


Figura 7: Curvas de fragilidad del edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12 en suelo  $T_s=1.5$ .

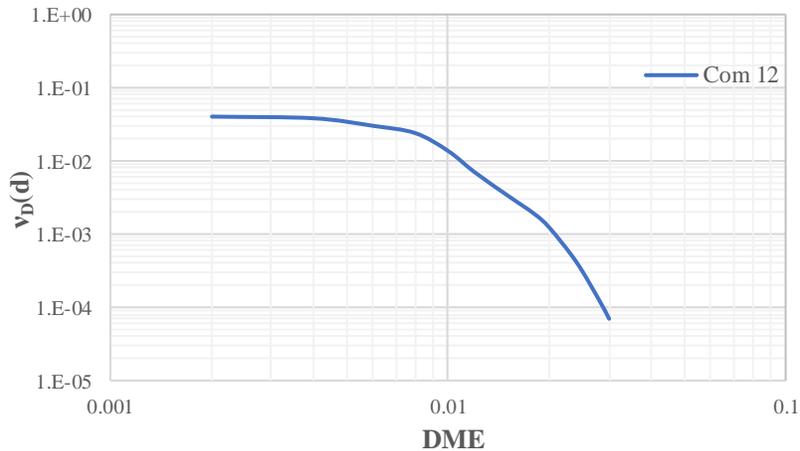


Figura 8: Curva de peligro de demanda estructural para edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12 en suelo  $T_s=1.5s$ .

### Aplicación de las redes neuronales artificiales

En este trabajo se implementa el uso de las redes neuronales artificiales para obtener las curvas de peligro de demanda estructural de los edificios de C/R. La arquitectura utilizada en las RNA está definida por una red multicapa con capas ocultas. Para entrenar la red se utilizó el algoritmo de aprendizaje de retro propagación (backpropagation). Los datos utilizados para el entrenamiento fueron los parámetros obtenidos de los resultados del diseño estructural de los edificios, así como también un conjunto de curvas de peligro de demanda estructural de los edificios obtenidas con la ecuación 1. El software de Matlab (Matlab, 2015) fue utilizado para realizar los análisis del entrenamiento de la red neuronal.

La arquitectura de la red artificial entrenada se compone de una capa de entrada con 52 valores que se pueden observar en la Tabla 5, además de 4 capas ocultas con 6 neuronas en cada capa, y en la capa de salida 12 neuronas. Los valores de los parámetros de diseño necesarios en la capa de entrada se obtienen de los diseños de los edificios realizados, como se muestran en la Tabla 4. Las funciones de activación utilizadas para las capas ocultas fueron funciones sigmoides tangenciales, y para la capa de salida se usó una función lineal. El conjunto de datos utilizados para el entrenamiento fueron los parámetros de 300 edificios diseñados, además de las curvas de peligro de demanda estructural de cada uno de los edificios.

Tabla 5: Vector de entrada para el entrenamiento de la RNA.

Grupos	Parámetro de entrada	Unidades	Parámetro de entrada	Unidades	Grupos
G. Viga #1	b	cm	$A_{sm}'$	cm <sup>2</sup>	G. Viga #4
	h	cm	$S_e$	cm	
	$A_{se}$	cm <sup>2</sup>	$S_m$	cm	
	$A_{se}'$	cm <sup>2</sup>	b	cm	
	$A_{sm}$	cm <sup>2</sup>	h	cm	G. Col #1
	$A_{sm}'$	cm <sup>2</sup>	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	
	$S_e$	cm	s	cm	
G. Viga #2	$S_m$	cm	b	cm	G. Col #2
	b	cm	h	cm	
	h	cm	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	
	$A_{se}$	cm <sup>2</sup>	s	cm	G. Col #3
	$A_{se}'$	cm <sup>2</sup>	b	cm	
	$A_{sm}$	cm <sup>2</sup>	h	cm	
	$A_{sm}'$	cm <sup>2</sup>	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	
G. Viga #3	$S_e$	cm	s	cm	G. Col #4
	$S_m$	cm	b	cm	
	b	cm	h	cm	
	h	cm	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	G. Col #1
	$A_{se}$	cm <sup>2</sup>	s	cm	
	$A_{se}'$	cm <sup>2</sup>	Periodo estructural	seg	
	$A_{sm}$	cm <sup>2</sup>	Periodo de suelo	seg	
$A_{sm}'$	cm <sup>2</sup>	Factor de carga muerta	-		
$S_e$	cm	Factor de carga viva	-		
$S_m$	cm	Factor de carga por sismo	-		
G. Viga #4	b	cm	No. crujías x	-	
	h	cm	No. crujías y	-	
	$A_{se}$	cm <sup>2</sup>	Niveles	-	
	$A_{se}'$	cm <sup>2</sup>	Distancia entre crujía x	m	
	$A_{sm}$	cm <sup>2</sup>	Distancia entre crujía Y	m	

La comparación de los resultados obtenidos con la RNA se puede observar en la Figura 9, donde se muestra la comparación entre dos CPDE del edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12, ubicado en suelo con periodo  $T_s=1.5s$ . La primera de las curvas fue obtenida utilizando la ecuación 1 (línea continua) y la segunda curva fue obtenida con la RNA (línea discontinua). Se puede observar cómo la CPDE obtenida con la RNA presentó una buena precisión al compararla con la curva obtenida con la ecuación 1, en la cual se obtuvo un error medio cuadrático (ECM) igual a  $9.23e-6$  y un error relativo aproximado del 1.5%.

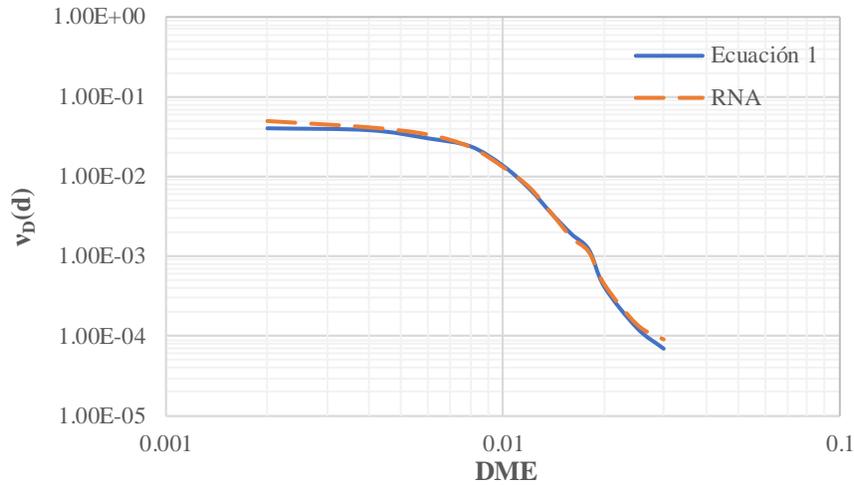


Figura 9: Comparación de CPDE de RNA vs Ecuación 1 del edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12 ubicado en suelo  $T_s=1.5s$ .

### Demandas sísmicas simuladas

Un total de 10,000 escenarios demandas fueron simulados para cada edificio analizado considerando una vida útil de 50 años. Las demandas sísmicas a las que se sometieron los edificios fueron simuladas utilizando las CPDE de cada edificio. Para la simulación de demandas se consideró que se presentan una media de 3 sismos por año con magnitud mayor o igual a 6. En la Figura 10 se muestra un escenario de las DME simuladas durante la vida útil del edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12 ubicado en suelo  $T_s=1.5s$ .

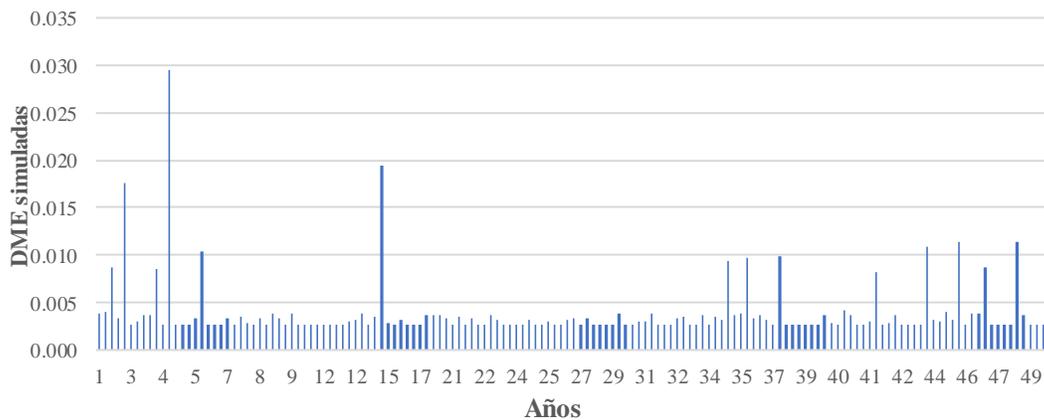


Figura 10: Escenario de demandas simuladas para el edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12, ubicado en suelo  $T_s=1.5s$ .

### Índice de daño para las demandas simuladas

Los daños en los edificios durante su vida útil fueron obtenidos mediante el índice de daño (ID) de la ecuación 3, aplicado a cada demanda generada en los escenarios de las simulaciones. La Figura 11 muestra los ID para un escenario de simulación durante la vida útil del edificio de 10 niveles diseñado con la

combinación 12, ubicado en suelo  $T_S=1.5s$ , que presenta un estado límite de servicio igual a  $\delta_y=0.0010$ , y un estado límite de colapso igual a  $\delta_u=0.0231$ .

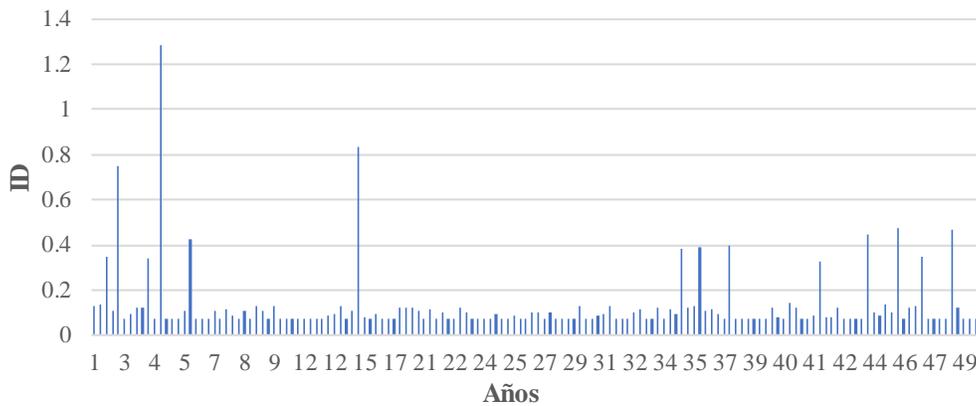


Figura 11: Escenario de ID para edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 12, ubicado en suelo  $T_S=1.5s$ .

### Costos totales obtenidos para los edificios

Los costos totales fueron obtenidos para los edificios analizados de 4, 6, 8, 10, 12 y 15 niveles diseñados con las 17 combinaciones de carga sísmica diferentes, ubicados en los seis tipos de suelos. Los costos totales fueron obtenidos como el costo total promedio de las 10,000 simulaciones de daño realizadas durante la vida útil de las estructuras. Las Tabla 6 y Tabla 7 muestran el costo total normalizado para los edificios diseñados sobre suelo con periodo  $T_S=1.5s$  y  $T_S=2.0s$ . Los costos fueron normalizados dividiendo cada costo total entre el costo total obtenido del tipo de edificio diseñado con la combinación 1, la cual es la combinación sísmica vigente en el reglamento de diseño. Además, se muestran en las tablas los periodos de retorno ( $t_p$ ) para la distorsión límite máxima de entrepiso reglamentaria  $d=0.015$ , correspondiente al factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ .

Las Tabla 6 y Tabla 7 muestran en letras negritas los edificios diseñados con las diferentes combinaciones que presentan un menor costo total normalizado en comparación con el tipo de edificio diseñado con la combinación 1. También se muestran en letras negritas los periodos de retorno con valores mayores a los periodos de los tipos de edificios diseñados con la combinación 1.

En la Tabla 6 se puede observar que, en la columna de los edificios de 10 niveles, el edificio diseñado con la combinación 12 presenta un costo normalizado igual a 0.82 y un periodo de retorno de 296 años. En la Tabla 7 se puede observar que, para el edificio de 10 niveles ubicado en suelo  $T_S=2.0s$ , el edificio diseñado con la combinación 12 presenta un costo normalizado igual a 0.86 y un periodo de retorno de 130 años. Al comparar los resultados de los edificios de 10 niveles ubicados en los dos suelos con periodo  $T_S=1.5s$  y  $T_S=2.0s$ , se puede apreciar que para ambos edificios diseñados con la combinación 12, se presenta un costo menor normalizado y mayor periodo de retorno respecto al edificio de 10 niveles diseñado con la combinación 1.

Tabla 6: Costos totales normalizados para edificios ubicados en suelo  $T_s=1.5s$ .

Niveles	4		6		8		10		12		15		$C_T(\gamma)/C_T(1)$ Promedio
Com ( $\gamma$ )	$C_T(\gamma)/C_T(1)$	$t_p$ (años)											
1	1	101	1	123	1	170	1	232	1	602	1	2120	1
2	<b>0.93</b>	101	2.26	110	1.08	172	1.04	235	1.2	779	6.13	2427	2.1
3	<b>0.84</b>	90	<b>0.77</b>	146	<b>0.68</b>	198	1.33	402	<b>0.8</b>	371	1.00	2400	<b>0.9</b>
4	1.00	103	<b>0.99</b>	109	1.06	173	1.10	238	1.2	629	2.36	2538	1.3
5	<b>0.97</b>	90	<b>0.94</b>	128	1.28	610	1.21	653	<b>0.9</b>	389	1.11	2201	1.1
6	<b>0.95</b>	101	<b>0.78</b>	130	<b>0.81</b>	225	1.13	262	1.1	604	9.90	2745	2.4
7	1.24	88	1.05	149	<b>0.84</b>	210	1.10	248	<b>1.0</b>	371	<b>0.95</b>	2414	1.0
8	1.27	124	<b>0.19</b>	654	<b>0.75</b>	253	<b>0.66</b>	321	1.2	395	<b>0.87</b>	3594	<b>0.8</b>
9	<b>0.87</b>	93	1.18	163	<b>0.78</b>	205	<b>0.47</b>	409	<b>0.7</b>	454	2.73	1247	1.1
10	1.18	161	<b>0.82</b>	185	<b>0.65</b>	326	<b>0.47</b>	586	<b>0.6</b>	399	4.88	1243	1.4
11	1.09	108	<b>0.75</b>	193	<b>0.78</b>	282	<b>0.44</b>	563	<b>0.5</b>	621	58.60	722	10.4
12	1.05	102	<b>0.95</b>	126	1.01	174	<b>0.82</b>	296	<b>0.9</b>	703	<b>0.55</b>	3465	<b>0.9</b>
13	1.31	92	1.31	162	<b>0.82</b>	219	<b>0.65</b>	331	<b>0.8</b>	432	1.13	1741	1.0
14	1.19	133	<b>0.87</b>	140	<b>0.72</b>	236	<b>0.56</b>	343	<b>0.7</b>	380	1.54	1836	<b>0.9</b>
15	<b>0.90</b>	102	<b>0.74</b>	265	2.00	208	<b>0.59</b>	425	<b>0.4</b>	713	3.27	733	1.3
16	1.08	203	<b>0.72</b>	213	<b>0.81</b>	214	<b>0.37</b>	687	<b>0.5</b>	517	62.55	616	11.0
17	<b>0.34</b>	243	<b>0.32</b>	558	<b>0.69</b>	437	1.11	286	1.1	1104	1.06	1994	<b>0.8</b>

Tabla 7: Costos totales normalizados para edificios ubicados en suelo  $T_s=2.0s$ .

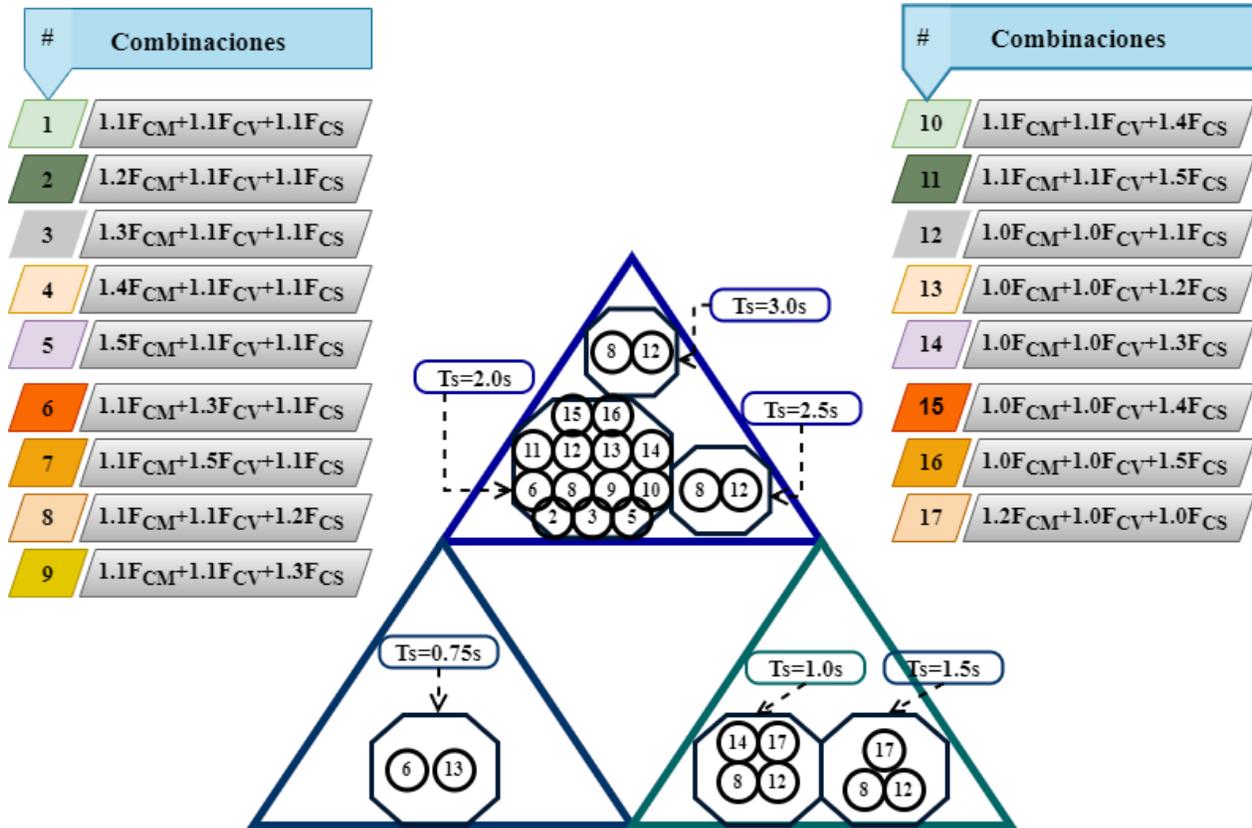
Niveles	4		6		8		10		12		15		$C_T(\gamma)/C_T(1)$ Promedio
Com ( $\gamma$ )	$C_T(\gamma)/C_T(1)$	$t_p$ (años)											
1	1	263	1	160	1	155	1	87	1	124	1	150	1
2	<b>0.92</b>	119	1.08	160	1.22	192	<b>0.79</b>	138	<b>0.82</b>	133	<b>0.95</b>	156	1.0
3	1.03	123	1.20	218	<b>0.69</b>	207	1.12	143	<b>0.99</b>	136	<b>0.90</b>	149	1.0
4	<b>0.84</b>	119	<b>0.94</b>	160	1.08	192	1.34	153	1.15	119	1.25	151	1.1
5	<b>0.99</b>	121	1.10	214	1.32	201	<b>0.85</b>	144	<b>0.93</b>	118	<b>0.87</b>	155	1.0
6	<b>0.95</b>	119	1.04	160	<b>0.84</b>	192	<b>0.75</b>	160	<b>0.82</b>	132	<b>0.87</b>	151	<b>0.9</b>
7	<b>0.97</b>	122	1.20	244	<b>0.85</b>	206	1.32	143	<b>0.93</b>	145	1.14	160	1.1
8	<b>0.92</b>	118	1.34	170	<b>0.76</b>	283	<b>0.74</b>	202	<b>0.64</b>	159	<b>0.77</b>	223	<b>0.9</b>
9	1.14	122	1.06	177	<b>0.80</b>	218	<b>0.70</b>	351	<b>0.63</b>	337	<b>0.76</b>	420	<b>0.8</b>
10	<b>0.89</b>	116	1.16	183	<b>0.66</b>	323	<b>0.75</b>	387	<b>0.53</b>	259	<b>0.59</b>	431	<b>0.8</b>
11	1.16	122	1.24	269	<b>0.84</b>	291	<b>0.64</b>	398	<b>0.62</b>	517	<b>0.48</b>	648	<b>0.8</b>
12	<b>0.88</b>	119	1.10	1130	1.05	173	<b>0.86</b>	130	<b>0.94</b>	145	<b>0.87</b>	154	<b>0.9</b>
13	1.16	123	1.21	235	<b>0.87</b>	303	<b>0.68</b>	265	<b>0.76</b>	218	<b>0.85</b>	351	<b>0.9</b>
14	1.02	115	1.01	201	<b>0.77</b>	304	<b>0.74</b>	324	<b>0.54</b>	244	<b>0.68</b>	411	<b>0.8</b>
15	1.27	122	1.22	303	2.03	273	<b>0.69</b>	370	<b>0.55</b>	419	<b>0.54</b>	479	1.1
16	1.16	119	1.39	197	<b>0.84</b>	356	<b>0.70</b>	414	<b>0.58</b>	564	<b>0.44</b>	674	<b>0.9</b>
17	1.13	125	1.44	158	<b>0.71</b>	138	<b>0.85</b>	67	1.16	88	1.32	137	1.1

## Resultados y discusiones

La Figura 12 muestra un resumen de las combinaciones en las que se obtuvo un menor costo total y mayor confiabilidad en comparación con los edificios diseñados con la combinación 1 establecida en el reglamento de diseño. Las combinaciones fueron seleccionadas en base al menor costo normalizado obtenido de promediar los costos totales normalizados de los edificios de 4, 6, 8, 10, 12, 15 niveles diseñados con cada combinación de carga ( $\gamma$ ). El promedio de los costos normalizado se realizó con el fin de uniformizar los resultados en función de las combinaciones de carga ( $\gamma$ ).

Los resultados mostraron que las combinaciones con menor costo total promedio para el conjunto de edificios diseñados en el suelo con periodo  $T_s=0.75s$  fueron las combinaciones; 2, 3, 5 y 13. Las combinaciones que presentaron menor costo para el caso del suelo con periodo  $T_s=1.0s$ , fueron las combinaciones; 8 y 12. En el caso del suelo con periodo  $T_s=1.5s$  las combinaciones que presentaron menor costo para el conjunto de edificios diseñados, fueron las combinaciones; 3, 8, 12, 14 y 17. Las combinaciones con menor costo promedio para suelo con periodo  $T_s=2.0s$  fueron las combinaciones; 2, 5,

6, 8, 9, 10, 11, 12, 13 y 14. En el suelo con periodo  $T_s=2.5s$ , las combinaciones con menor costo promedio fueron; 1 y 12, finalmente para el suelo con periodo  $T_s=3.0s$  las combinaciones con menor costo fueron; 2, 3, 6, 7, 8, y 12.



ISSN-e 2395-8251

Figura 12: Combinaciones óptimas.

Con base en los resultados obtenidos para cada tipo de suelo, se puede observar que varias combinaciones de carga ( $\gamma$ ) que presentan un menor costo total se repiten para varios tipos de suelos con diferente periodo ( $T_s$ ). En el caso de los suelos con periodo de  $T_s=2.0s$ ,  $T_s=2.5s$  y  $T_s=3.0s$ , se encontró que la combinación 12 igual a  $1.0C_m+1.0C_v+1.1C_s$  se repite para todos esos suelos, en el caso de los suelos con periodo  $T_s=1.0s$ ,  $T_s=1.5s$ , también se encontró que la combinación 12 se repite. De los resultados obtenidos para estos tipos de suelo se puede sugerir utilizar la combinación 12 para el diseño sísmico, siendo esta combinación la que produce un menor costo y mayor confiabilidad para el conjunto de edificios cuando se comparan con los edificios diseñados con la combinación 1 establecida en el reglamento de diseño. Para el caso del suelo con periodo  $T_s=0.75s$ , cualquier combinación de las mencionadas anteriormente que presentan menor costo puede ser utilizada. En este estudio se recomienda utilizar la combinación 13 igual a  $1.0C_m+1.0C_v+1.2C_s$  por presentar uno de los menores costos promedio y por su similitud que tiene a la combinación óptima seleccionada para los otros tipos de suelos.

## CONCLUSIONES

En este trabajo se diseñaron edificios de concreto reforzado de varios niveles ubicados en 6 zonas con diferente periodo de suelo ( $T_s$ ) de la ciudad de México. Los edificios diseñados fueron analizados con diferentes combinaciones de carga sísmica con el fin de mejorar la confiabilidad y disminuir los costos totales esperados durante su vida útil de la estructura, en comparación con los edificios diseñados utilizando la combinación sísmica reglamentaria.

Los resultados de los análisis mostraron que los edificios de distintos niveles diseñados con las combinaciones de carga propuestas, presentaron una mejora en la confiabilidad al tener mayor periodo de retorno que esos edificios diseñados con la reglamentaria y además presentaron menor costo total durante su vida útil. Del análisis de resultados, se encontró una combinación óptima para cada tipo de suelo con base en los costos totales promedios obtenidos para cada combinación. Se encontró que para suelo con período  $T_s=0.75s$ , la combinación óptima fue la combinación 13 igual a  $1.0C_m+1.0C_v+1.2C_s$ , para suelos con período  $T_s=1.0s$  y  $T_s=1.5s$ , se encontró que la combinación óptima para el diseño sísmico es la combinación 12 igual a  $1.0C_m+1.0C_v+1.1C_s$ , y finalmente para suelos con  $T_s=2.0s$ ,  $T_s=2.5s$  y  $T_s=3.0s$ , resultó que la combinación 12 igual a  $1.0C_m+1.0C_v+1.1C_s$  fue la combinación óptima encontrada. El diseñar los edificios con las combinaciones óptimas seleccionadas para cada tipo de suelo genera menores costos totales para los edificios de concreto reforzado de distintos niveles, además iguala o incrementa el periodo de retorno teniendo una mejor confiabilidad para los edificios.

Como conclusión final, se recomienda aplicar la metodología presentada en este trabajo para las futuras revisiones de factores de carga para el diseño sísmico de otras normas o códigos de diseño. Esta metodología se puede adecuar para incluir otros tipos de materiales de construcción, diferentes estructuraciones de los edificios, implementación de otras medidas de intensidad sísmica, interacción suelo-estructura y otros costos durante la vida útil. De esta manera podremos tener cada vez mejores combinaciones de carga para el diseño sísmico que mejoren el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos.

## AGRADECIMIENTO

Los autores expresan su gratitud al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología (CONAHCYT) por su apoyo a través del programa de Ciencia de Frontera CF-2023-1636, así como por las becas otorgadas a los estudiantes para realizar estudios de posgrado.

## REFERENCIAS

- Abdollahzadeh G., Omranian E. y Vahedian V. (2021), "Application of the artificial neural network for predicting mainshock-aftershock sequences in seismic assessment of reinforced concrete structures" *Journal of Earthquake Engineering*, 2021, vol. 25, no 2, p. 210-236. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1512062>
- Ang A. S. (2008), "Life-cycle considerations in risk-informed decisions for design of civil infrastructures", *Life-Cycle Civil Engineering*. CRC Press, p. 23-30. <https://dx.doi.org/10.1080/15732471003588239>
- Allahvirdizadeh R., Khanmohammadi M., y Marefat M. S. (2017), "Probabilistic comparative investigation on introduced performance-based seismic design and assessment criteria", *Engineering Structures*, vol. 151, p. 206-220. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.029>.

- Asadi P. y Hajirasouliha I. (2020), “A practical methodology for optimum seismic design of RC frames for minimum damage and life-cycle cost”. *Engineering Structures*, vol. 202, p. 109896. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109896>
- Asteris P. G. y Mokos V. G. (2020), “Concrete compressive strength using artificial neural networks. *Neural Computing and Applications*”, vol. 32, no 15, p. 11807-11826. <https://doi.org/10.1007/s00521-019-04663-2>
- Bojórquez J. y Ruiz S. E. (2018), “Factores de carga óptimos para el diseño sísmico de edificios”. *Ingeniería sísmica*, no 98, p. 25-44. <https://doi.org/10.18867/ris.98.505>
- Bojórquez J., Ruiz S. E., Ellingwood B., Reyes S. A. y Bojórquez, E. (2017), “Reliability-based optimal load factors for seismic design of buildings”, *Engineering Structures*, vol. 151, p. 527-539. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.046>
- Castaldo P., Palazzo B. y Della Vecchia P (2016), “Life-cycle cost and seismic reliability analysis of 3D systems equipped with FPS for different isolation degrees”, *Engineering Structures*, vol. 125, p. 349-363. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.056>.
- Carr A. J. (2007), “User manual for the 3D Dimensional Version” Ruaumoko 3D. *Christchurch, University of Canterbury*.
- Chang W. y Zheng W. (2019), “Estimation of compressive strength of stirrup-confined circular columns using artificial neural networks”, *Structural Concrete*, vol. 20, no 4, p. 1328-1339. <https://doi.org/10.1002/suco.201800259>
- Cheng J. (2010), “An artificial neural network based genetic algorithm for estimating the reliability of long span suspension bridges”, *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 46, no 8, p. 658-667. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2010.03.005>
- CIRES, Centro de Instrumentación y Registros Sísmicos A.C., “Red Acelerográfica y Sistema de Alerta Sísmica de la ciudad de México”. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: [http://cires.org.mx/registro\\_busquedas\\_sismo\\_es.php](http://cires.org.mx/registro_busquedas_sismo_es.php)
- Cornell C. A. (1968), “Engineering seismic risk analysis”, *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 58, no 5, p. 1583-1606. <https://doi.org/10.1785/BSSA0580051583>
- De Leon D. E. (1996), “*Integrating socioeconomics in the development of criteria for optimal aseismic design of R/C buildings*”, *PhD thesis*, University of California, Irvine, USA.
- Ellingwood B. R. (1994), “Probability-based codified design for earthquakes”, *Engineering Structures*, vol. 16, no 7, p. 498-506. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(94\)90086-8](https://doi.org/10.1016/0141-0296(94)90086-8)
- Ellingwood B. R. (1994), “Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges”, *Structural safety*, vol. 13, no 3, p. 159-176. [http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730\(94\)90024-8](http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730(94)90024-8).
- El-Khoury O., Shafieezadeh A. y Fereshtehnejad E. (2018), “A risk-based life cycle cost strategy for optimal design and evaluation of control methods for nonlinear structures” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, no 11, p. 2297-2314. <https://doi.org/10.1002/eqe.3069>.
- Esteva L. (1968), “Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico”, Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Esteva L., D Campos y O Díaz-López (2011), “Life-cycle optimization in Earthquake Engineering”, *Structure and infrastructure engineering*, Vol. 7, pp. 3349. <http://dx.doi.org/10.1080/15732471003588270>
- Federal Emergency Management Agency, FEMA-445 (2012), “Next-generation performance-based seismic design guidelines”, *Program Plan for New and Existing Buildings*, Washington DC.

- Federal Emergency Management Agency, FEMA P-58-1 (2018), “Seismic Performance Assessment of Buildings”, Washington DC.
- Foster S. J., Stewart M. G., Loo M., Ahammed M. y Sirivivatnanon V (2016), “Calibration of Australian Standard AS3600 Concrete Structures: part I statistical analysis of material properties and model error”. *Australian Journal of Structural Engineering*, vol. 17, no 4, p. 242-253. <https://doi.org/10.1080/13287982.2016.1246793>.
- Government, Tokyo Metropolitan (1985), “Report in the Investigation of the Earthquake in Mexico”
- Ierimonti L., Caracoglia L., Venanzi I. y Materazzi A. L. (2017),” Investigation on life-cycle damage cost of wind-excited tall buildings considering directionality effects”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 171, p. 207-218. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.09.020>.
- IINGEN, Instituto de ingeniería UNAM, “Base de Datos de registros acelerográficos de la raii-UNAM”. Consultado: el 3 de abril de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/RedAcelerografica.aspx>.
- INEGI (2020), “Encuesta nacional de ingresos y gastos de los hogares”.
- Instituto de Ingeniería UNAM (1985), “Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México.
- Jain A. K., Mao J. y Mohiuddin, K. M. (1996), “Artificial neural networks: A tutorial”, *Computer*, vol. 29, no 3, p. 31-44. [10.1109/2.485891](https://doi.org/10.1109/2.485891)
- Kim J. J., Kim A. R. y Lee S. W. (2020), “Artificial neural network-based automated crack detection and analysis for the inspection of concrete structures” *Applied Sciences*, vol. 10, no 22, p. 8105. <https://doi.org/10.3390/app10228105>
- Krogh A. (2008), “What are artificial neural networks?”, *Nature biotechnology*, vol. 26, no 2, p. 195-197.
- Lagaros N. D. (2007), “Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 5, no 3, p. 425-442. <http://dx.doi.org/10.1007/s10518-007-9038-1>.
- Matlab, Matlab toolbox, Windows. Natick, Massachusetts: The MathWorks, Inc, 2015.
- McCulloch W. S. y Pitts W. (1990), “A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity”, *Bull Math Biol*, vol. 52, no. 1–2, p. 99–115, [DOI: 10.1007/BF02459570](https://doi.org/10.1007/BF02459570).
- Miller T. R. (2000), “Variations between countries in values of statistical life” *Journal of transport economics and policy*, p. 169-188. <https://www.jstor.org/stable/20053838>
- Mirzaeefard H., Mirtaheri M., y Hariri-Ardebili M. A. (2021). “Life-cycle cost analysis of pile-supported wharves under multi-hazard condition: aging and shaking”, *Structure and Infrastructure Engineering*, 2021, p. 1-21. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1940216>
- Mitropoulou C.C., Lagaros N. D., y Papadrakakis M. (2011), “Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions”, *Reliability Engineering & System Safety*, vol. 96, no 10, p. 1311-1331. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ress.2011.04.002>.
- NTC-CADE-23. (2023), “Normas Técnicas complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Edificaciones”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.
- NTC-DCEC-23. (2023), “Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

- NTC-DS-23. (2023), “Normas Técnicas complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial de la Ciudad de México”, México.
- Noureldin M., y Kim J. (2021),” Parameterized seismic life-cycle cost evaluation method for building structures” *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 17, no 3, p. 425-439. <https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1759656>
- O’Reilly G. J., Monteiro R., Nafeh A. M. B., Sullivan T. J., y Calvi G. M. (2020), “Displacement-based framework for simplified seismic loss assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 24, no sup1, p. 1-22. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1730272>.
- Orellana M. A., Ruiz S. E. y Bojórquez J. (2017)”, Influence of Local Soil Conditions on Optimal Load Factors for Seismic Design of Buildings. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, vol. 11, no 6, p. 724-728. [doi.org/10.5281/zenodo.1130669](https://doi.org/10.5281/zenodo.1130669)
- Orellana M. A., Ruiz S. E., Bojórquez J., Reyes S. A. y Bojórquez E. (2021), “Optimal load factors for earthquake-resistant design of buildings located at different types of soils”, *Journal of Building Engineering*, vol. 34, p. 102026. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.102026>
- Pandey M. D. y Van Der Weide J. A. M. (2017), “Stochastic renewal process models for estimation of damage cost over the life-cycle of a structure”, *Structural Safety*, vol. 67, p. 27-38. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.03.002>.
- Reddy Chukka N. D. K, Natrayan L, y Mammo W. D. (2021), “Seismic fragility and life cycle cost analysis of reinforced concrete structures with a hybrid damper” *Advances in Civil Engineering*, vol. 2021. <https://doi.org/10.1155/2021/4195161>
- Rubinstein R. Y. (1981), “Simulation and the Monte Carlo Method”, *John Wiley and Sons*.
- Santiago W. C., et al. (2020). Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 17(01).
- Sørensen J. D., Kroon I. B. y Faber M. H. (1994), “Optimal reliability-based code calibration”, *Structural Safety*, vol. 15, no 3, p. 197-208. [http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730\(94\)90040-X](http://dx.doi.org/10.1016/0167-4730(94)90040-X).
- Srikanth, I, y Arockiasamy, M (2020), “Deterioration models for prediction of remaining useful life of timber and concrete bridges: A review *Journal of traffic and transportation engineering (English edition)*”, vol. 7, no 2, p. 152-173. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2019.09.005>
- Surahman, A, y Rojiani, K B (1983), “Reliability based optimum design of concrete frames”, *Journal of structural engineering*, vol. 109, no 3, p. 741-757. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)07339445\(1983\)109:3\(741\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)07339445(1983)109:3(741)).
- Tabari M. R, y Sanayei H. R. Z. (2019), “Prediction of the intermediate block displacement of the dam crest using artificial neural network and support vector regression model”, *Soft Computing*, vol. 23, no 19, p. 9629-9645. <https://doi.org/10.1007/s00500-018-3528-8>
- Tolentino D. y Ruiz S. E. (2013), “Time intervals for maintenance of offshore structures based on multiobjective optimization”, *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2013. <http://dx.doi.org/10.1155/2013/125856>.
- Vamvatsikos D. Cornell C. A. (2002), “Incremental dynamic analysis”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 31, no 3, p. 491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vazirizade S. M., Nozhati S. y Zadeh M. A. (2017), “Seismic reliability assessment of structures using artificial neural network”, *Journal of Building Engineering*, vol. 11, p. 230-235. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2017.04.001>

- Viscusi W. K. y Aldy J. E. (2003), "The value of a statistical life: a critical review of market estimates throughout the world. *Journal of risk and uncertainty*, vol. 27, no 1, p. 5-76. <https://doi.org/10.1023/A:1025598106257>
- Viscusi W. K. y Gentry E. P. (2015), "The value of a statistical life for transportation regulations: A test of the benefits transfer methodology", *Journal of Risk and Uncertainty*, vol. 51, no 1, p. 53-77. <http://dx.doi.org/10.2139/ssrn.2460837>
- Vitiello U., Asprone D., Di Ludovico M. y Prota A. (2017), "Life-cycle cost optimization of the seismic retrofit of existing RC structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, no 5, p. 2245-2271. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0046-x>
- Wen Y. K. (2001), "Reliability and performance-based design", *Structural safety*, vol. 23, no 4, p. 407-428. [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(02\)00011-5](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(02)00011-5)
- Wen Y. K. y Kang Y. J. (2001), "Minimum building life-cycle cost design criteria. I: Methodology", *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, no 3, p. 330-337. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:3\(330\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:3(330))