



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

DISEÑO ÓPTIMO MULTIOBJETIVO Y MULTIVARIADO (SISMO Y VIENTO) DE EDIFICIOS
CON AMORTIGUADORES VISCOSOS NO-LINEALES

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MARCO ANTONIO SANTOS SANTIAGO

TUTOR PRINCIPAL
DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA, FACULTAD DE INGENIERÍA
DR. AMADOR TERÁN GILMORE, UAM AZCAPOTZALCO

CIUDAD DE MÉXICO, A 06 NOVIEMBRE DEL 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto
Secretario: Dr. José Alberto Escobar Sánchez
1 er. Vocal: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez
2 do. Vocal: Dr. Adrián Pozos Estrada
3 er. Vocal: Dr. Amador Terán Gilmore

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

FIRMA

CONTENIDO

Resumen	8
Abstract.....	10
Organización.....	11
Parte I. Estimación de los factores de corrección de pseudovelocidad para el diseño de amortiguadores viscosos no-lineales	12
1.1 Introducción.....	12
1.1.1 Objetivo de la Parte I.....	13
1.1.2 Antecedentes.....	13
1.2 Estimación de los espectros de respuesta de velocidad y pseudo-velocidad.....	15
1.3 Movimientos sísmicos utilizados en este trabajo	19
1.4 Influencia del parámetro α en los espectros de respuesta.....	21
1.4.1 Sistemas estructurales sujetos a la acción de un movimiento sísmico	21
1.4.2 Sistemas estructurales sujetos a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos	26
1.5 Factores correctivos para espectros de pseudovelocidad	30
1.5.1 Cocientes promedio de espectros de velocidad entre espectros de pseudovelocidad	30
1.5.2 Expresión matemática para la corrección de la pseudovelocidad, aplicable a estructuras con disipadores viscosos no lineales, ubicados en la CDMX	39
1.5.3 Comparaciones con otras expresiones de literatura.....	44
1.6 Ejemplo de aplicación	45
1.6.1 Consideraciones generales de diseño	45
1.6.2 Análisis dinámico paso a paso.....	46
1.6.3 Movimientos Sísmicos	46
1.6.4 Datos de ejemplo	47
1.7 Conclusiones de la Parte I	56
Referencias parte I.....	58
PARTE II. Diseño óptimo de edificios con amortiguadores viscosos no lineales sometidos a viento y sismo.....	61
2.1 Introducción.....	61
2.1.1 Antecedentes.....	64

2.1.2 Objetivo de la Parte II.....	65
2.2. Conceptos fundamentales	65
2.2.1 Costos locales equivalentes	69
2.2.2 Evaluación del daño acumulado debido a sismo	72
2.2.3 Curva de fragilidad analítica para amortiguadores viscosos	74
2.3 Estimación de pérdidas en un edificio ubicado en Acapulco debido a acciones de sismo y viento.....	76
2.3.1 Costos iniciales de los sistemas estructurales.....	80
2.3.2 Movimientos sísmicos	82
2.3.3 Fuerzas de viento.....	83
2.3.4 Consideraciones de modelado	84
2.3.4 Análisis dinámicos incrementales	88
2.3.5 <i>Evaluación de pérdidas</i>	92
2.3.6 Resultados.....	98
2.3.7 Evaluación basada en intensidad	98
2.3.8 Tasa de excedencia anual de las pérdidas económicas.....	102
2.3.9 Pérdida anual esperada (costo de reparación, tiempo de reparación y “downtime”), sin considerar el daño acumulado.....	107
2.3.10 Costo total en el ciclo de vida (CTCV) y optimización	109
Influencia del costo asociado al “downtime” en la selección del diseño óptimo	109
Influencia del daño acumulado en los parámetros PAE, TRAE y CTCV	110
2.4. Conclusiones de la Parte II	113
Referencias PARTE II.....	115

ANEXOS

Anexo A. Artículo publicado en la revista Journal of Earthquake Engineering

Anexo B. Artículo publicado en la revista Journal of Building Engineering

*Cuando el éxito llega sacrificando tu salud, tu familia o
tus amigos no es éxito. Anónimo*

Dedicatoria

*A **Juana Santiago** y **Antonio Santos** mis padres, mis maestros y ejemplos de vida. De ellos he aprendido a trabajar duro, a ser responsable y a ser agradecido*

*A **Alberto Santos** mi colega, mi amigo y el compañero que la vida me dio*

*A **Karen** con quien cada copa de vino es una nueva historia que contar. Contigo comparto proyectos, sueños e ilusiones*

*A una de las personas más bondadosas y alegres que he conocido, mi padrino **Antonio Hipolito Cruz Santiago**. Siempre recordaré sus consejos y su forma tan particular de contar historias*

*A la persona que partió y me enseñó a vivir con intensidad, mi sobrina **Yesenia Méndez Piña***

Agradecimientos

Hoy y siempre estaré eternamente agradecido con las instituciones que contribuyeron a mi formación académica:

***A la Universidad Nacional Autónoma de México
A la Facultad de Ingeniería
Al Instituto de Ingeniería***

A la Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez mi tutora, consejera y ejemplo a seguir. Quien compartió conmigo su opinión, consejos y experiencias. Por enseñarme a tomar decisiones en condiciones de incertidumbre. Gracias por orientarme en este camino

A mi comité tutor, porque sus observaciones me hicieron reflexionar y entender las ventajas y limitaciones de mi trabajo:

***Dr. Luis Esteva Maraboto
Dr José Alberto Escobar Sánchez
Dr. Amador Terán Gilmore
Dr. Adrián Pozos Estrada***

A mis coautores y colaboradores Alberto Santos, Federico Valenzuela, Miguel Orellana, René Jiménez, gracias a su apoyo logramos publicar algunos artículos

A mis amigos y compañeros con los que compartí mucho, Ali, Federico, Miguel, Indira, Edmundo, Emilio, George

A los estudiantes que trabajaron conmigo y me ayudaron a lograr mis objetivos, Alberto, Alán y Miguel C.

Al Dr. Bernardo Gómez, al que considero mi maestro en la práctica profesional

A mis amigos de CANDE, Charly, Fer, Isaí, Cobos, Richard, Misael

A mis amigos Adán y Saúl con los que se nos ocurrió emprender MAS Ingenieros. Los respeto y admiro

*Al CONACyT por apoyar al talento joven e impulsar la investigación en México
A la DGAPA-UNAM por el apoyo económico brindado dentro del proyecto PAPIIT-
IN103517 y al PASPA-DGAPA-UNAM dentro del proyecto PAPIIT-DGAPA-UNAM
IN100320*

Resumen

Los disipadores de energía de tipo viscosos *no lineales* están siendo utilizados cada vez más en edificios en México y el mundo con el fin de reducir su respuesta sísmica. Este tipo de dispositivos son dependientes de la velocidad y su comportamiento depende de un parámetro de no linealidad, llamado aquí exponente α .

En la primera parte de la presente tesis se analiza la influencia del exponente α en la respuesta de sistemas de un grado de libertad equipados con este tipo de disipadores, ubicados en diferentes tipos de suelo de la CDMX; se limita al caso en el que la rigidez del modelo de Maxwell es infinita. Posteriormente, se propone una ecuación matemática simple para el factor de corrección que se debe aplicar al valor de la pseudovelocidad con el fin de estimar la velocidad real de los disipadores de energía de tipo viscoso *no lineal*, correspondientes a estructuras ubicadas en la CDMX. La ecuación matemática depende del exponente α , del periodo fundamental de vibrar de la estructura y del tipo de suelo donde esta se ubica, además, se presenta un ejemplo de aplicación en donde se muestran las implicaciones de considerar o no factores de corrección durante la etapa del diseño estructural.

Por otro lado, las tendencias modernas de diseño estructural buscan obtener un diseño óptimo, considerando medidas de desempeño que tomen en cuenta tanto el comportamiento estructural como el no estructural, así como otras variables de decisión como las pérdidas anuales esperadas y los costos esperados del ciclo de vida de las estructuras. Para tomar una decisión adecuada, se deben examinar todas las variables relevantes. En la segunda parte de este trabajo se presenta un procedimiento de evaluación cuantitativa del desempeño de estructuras que toman en cuenta las siguientes variables en el proceso de toma de decisiones: a) la ocurrencia de dos amenazas (viento y sismo) a las que está sujeta la estructura; b) el daño estructural acumulado; y c) el tiempo de inactividad durante el tiempo que se repara la estructura. Para tal análisis se realiza la optimización de un edificio que se encuentra en un sitio con amenaza sísmica y eólica. El edificio cuenta con 28 niveles y está equipado con distintos sistemas de amortiguamiento, y se compara con un edificio diseñado de forma tradicional, además, se toma en cuenta el sistema de fachada (vidrios de cubierta) como principal componente sensible a los efectos del viento. Los resultados muestran que la

amenaza sísmica y eólica contribuyen en una misma proporción a la pérdida anual esperada (EAL), y que existen cambios significativos en las variables de decisión al considerar el daño acumulado y las pérdidas asociadas a la interrupción de actividades (downtime) de la estructura.

Abstract

Nonlinear viscous dampers are increasingly being used in buildings in Mexico and worldwide in order to reduce their seismic response. These devices are velocity dependent and their behavior is related with a non-linear parameter called the exponent α .

In the first part of this thesis, the influence of the α exponent on the seismic velocity response of single degree of freedom (SDOF) systems equipped with this type of devices is analyzed. The study is limited to the case where the stiffness of the Maxwell model is infinite. Subsequently, a simplified mathematical expression is proposed for the velocity correction factor that must be applied to the value of the pseudovelocity to estimate the real velocity and force of nonlinear viscous dampers. The mathematical expression depends on the exponent α , the fundamental period of vibration of the structure, and the type of soil where it is located. Finally, an application example is presented.

On the other hand, modern structural design trends seek to obtain an optimal design, considering performance measures that take into account both structural and non-structural behavior, as well as other decision variables such as expected annual losses and expected life cycle costs of structures. Therefore, to make a proper decision, all relevant variables must be examined. In the second part of this work, a procedure for quantitative evaluation of the structural performance is presented. The procedure incorporates the following variables in the decision-making process: a) the occurrence of two hazards (wind and earthquake) to which the structure is subjected; b) the cumulative structural damage; and c) the downtime during the time the structure is repaired. For such analysis, the optimization of a building whose location is on a site with seismic and wind hazards is carried out. The building has 28 levels and is equipped with different damping systems, and is compared with a building designed in a conventional way. Additionally, the façade system (window panes) is assessed as the main sensitive component to the effects of the wind. The results show that the seismic and wind hazards contribute in the same proportion to the expected annual loss (EAL), and that there are significant changes in the decision variables when considering the cumulative damage and the losses associated with the downtime of the structure

Organización

Parte I. Estimación de los factores de corrección de velocidad para el diseño de amortiguadores viscosos no-lineales

Parte II. Diseño óptimo de edificios con amortiguadores viscosos no lineales sometidos a viento y sismo

Parte I. Estimación de los factores de corrección de pseudovelocidad para el diseño de amortiguadores viscosos no-lineales

Los resultados de este capítulo se publicaron en el siguiente artículo (ver anexo A):

Santos-Santiago, M. A., Ruiz, S. E., & Valenzuela-Beltrán, F. (2022). Influence of Higher Modes of Vibration on the Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Viscous Dampers. *Journal of Earthquake Engineering*. 26 (8): 3914-3937
<https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1822223>

1.1 Introducción

La tendencia en el diseño sismo-resistente es utilizar sistemas y metodologías innovadoras que permitan limitar el daño en las estructuras durante un evento sísmico, además de reducir el daño en los componentes no-estructurales y evitar pérdidas en los contenidos. Una de las formas de cumplir con lo anterior, es utilizar dispositivos amortiguadores para el control de la respuesta sísmica, los cuales funcionan ya sea como elementos en donde se concentra la deformación plástica o bien, proporcionan amortiguamiento adicional. Dentro de los últimos se encuentran los amortiguadores viscosos, los cuales son dependientes de la velocidad relativa entre sus extremos y son los que se utilizan en este trabajo de investigación.

En la literatura existen métodos simplificados (Christopoulos & Filiatrault, 2006; Ramirez et al., 2000; Ruiz, 2019) y recomendaciones que permiten realizar el diseño de estructuras equipadas con dispositivos viscosos (American Society of Civil Engineers, 2017; ASCE-7-10, 2010; FEMA-273, 2000; NTC-Sismo, 2020) sin la necesidad de implementar análisis dinámicos no lineales. Los métodos más populares consisten en realizar un análisis dinámico modal utilizando un espectro reducido por amortiguamiento y con ello calcular las dimensiones de los elementos estructurales; posteriormente, a partir del porcentaje de amortiguamiento supuesto y la respuesta del sistema es posible calcular las propiedades del sistema de amortiguamiento; sin embargo, no es posible conocer la fuerza máxima real en los amortiguadores debido a las diferencias que existen entre la velocidad y la pseudovelocidad. Debido a lo anterior se tiene la necesidad de expresiones que permitan calcular la velocidad relativa real que ocurre en los extremos de los amortiguadores, de tal forma que se puedan estimar las fuerzas máximas que éstos pueden desarrollar.

Por otro lado, en la versión vigente de los NTC-S-2020 no existen factores de corrección de velocidad. En la primera parte del presente trabajo se aborda este tema.

1.1.1 Objetivo de la Parte I.

El objetivo es proponer una expresión para calcular factores de corrección de la velocidad que permitan transformar la pseudovelocidad en la velocidad relativa real. La expresión es útil para estimar la fuerza máxima real que desarrollan los amortiguadores viscosos lineales y no lineales.

1.1.2 Antecedentes

La estimación precisa de la velocidad relativa en los extremos del amortiguador es relevante para establecer la dimensión final del dispositivo. Para tomar en cuenta lo anterior, diferentes trabajos en la literatura tratan sobre el comportamiento dinámico de estructuras con disipadores pasivos de energía, así como las diferencias entre la velocidad relativa real

(V) y la pseudovelocidad (PSV). Pekcan *et al.* (1999) proponen relaciones empíricas que permiten la transformación de la pseudovelocidad espectral en la velocidad real, las relaciones se calculan mediante registros sísmicos de EUA., Japón y Turquía. Sadek *et al.* (1999) discuten el efecto del incremento del amortiguamiento en la respuesta sísmica de estructuras y evalúan la precisión de los métodos simplificados propuestos en los lineamientos del NEHRP para la rehabilitación sísmica de edificios (FEMA 273); además, desarrollaron factores de corrección de velocidad (FCV) mediante el análisis de sistemas de un grado de libertad sometidos a un conjunto de 72 acelerogramas registrados en el oeste de Estados Unidos. Ramirez *et al.* (2000) desarrollan métodos de diseño para estructuras con disipadores pasivos de energía, además, proponen FCV basados en la respuesta dinámica de sistemas S1GL con comportamiento inelástico y equipados con amortiguadores viscosos no lineales. Song *et al.* (2007) establecen un procedimiento a partir de la teoría de vibraciones aleatorias para predecir los espectros de velocidad real a partir de una relación directa del espectro de pseudoaceleraciones para el 5% de amortiguamiento. Sáez *et al.* (2012) realizaron una evaluación del factor de reducción de amortiguamiento y compararon la respuesta sísmica de S1GL inelásticos obtenidos por métodos aproximados con la correspondiente al análisis dinámico no lineal. Los resultados de este trabajo fueron incluidos en las disposiciones de diseño de estructuras con disipadores de energía del Código de Edificación de Chile. Posteriormente, (Sáez et al., 2014) desarrollaron factores de corrección de velocidad en función del desplazamiento relativo máximo, el amortiguamiento viscoso equivalente y el período natural secante; en su estudio consideraron sistemas viscoelásticos lineales y no lineales sometidos a registros sísmicos chilenos; y encontraron que el factor de corrección depende en gran medida de la no linealidad estructural, el tipo de suelo y la cantidad de amortiguamiento.

Adachi *et al.* (2013) estudian la distribución de las velocidades relativas de entrepiso y su posición en edificios de gran altura, además de su relación con la distribución de las mayores distorsiones de entrepiso y el impacto que se tiene en las fuerzas que desarrollan los amortiguadores viscosos. Palermo *et al.* (2016) proponen expresiones para estimar el perfil de pseudovelocidades máximas y un factor de amplificación para transformar las pseudovelocidades a velocidades totales, las expresiones son calibradas para edificios con comportamiento global en corte. (Palermo et al., 2017) realizan un estudio de sensibilidad

para evaluar las tendencias de la máxima respuesta en desplazamiento y velocidad de sistemas con comportamiento en cortante sometidos a sismos reales y artificiales (con aceleraciones compatibles con el espectro promedio de diseño) para determinar y calibrar factores de corrección de la pseudovelocidad. Rajeswaran y Wijeyewickrema (2020) proponen factores de corrección de velocidad calculados a partir de análisis dinámicos no lineales de una serie de edificios de concreto reforzado equipados con amortiguadores viscosos de tipo lineal y diseñados por métodos basados en desplazamientos,

En México, Andrade Sanchez (2018), Ruiz (2019) y Santos-Santiago *et al.* (2020) proponen expresiones para la corrección de la velocidad de estructuras ubicadas en distintas zonas del valle de México. Estos trabajos están limitados al uso de amortiguadores de tipo lineal y los factores de corrección de velocidad se calculan mediante relaciones espectrales para movimientos de subducción; dichos estudios son los únicos que toman en cuenta el análisis de estructuras en suelos blandos.

En este trabajo se calculan factores de corrección a partir de relaciones promedio de espectros reducidos para diferentes porcentajes de amortiguamiento para movimientos registrados en la Ciudad de México. Se consideran dos tipos de fuentes sísmicas: subducción e intraplaca. En las relaciones se toma en cuenta efecto del exponente alfa de los amortiguadores viscosos no lineales.

1.2 Estimación de los espectros de respuesta de velocidad y pseudo-velocidad

Con el fin de investigar las diferencias entre la velocidad espectral real y la pseudovelocidad, aquí se analiza la respuesta máxima de sistemas SD1GL con periodos de vibración que van de 0.1 a 5 s y relaciones de amortiguamiento crítico de 5, 10, 15, 20, 25, 30 y 35%; además, se evalúa la influencia del exponente de amortiguamiento α de 0.1, 0.2, 0.3 hasta 1.0. Para cada registro del conjunto, se calculan la velocidad espectral (V) y la pseudovelocidad (PSV), y se calcula la relación V / PSV .

La ecuación de movimiento que define la respuesta de un sistema de un grado de libertad equipado con un amortiguador viscoso sujeto a una aceleración del suelo a_g se muestra en la ecuación 1.1

$$ma + cv + ku + F_s = -ma_g \quad (1.1)$$

donde:

m , es la masa del sistema de un grado de libertad

c , es la constante de amortiguamiento del sistema

k , es la rigidez del sistema

F_s , es la fuerza restitutiva que proporciona el amortiguador viscoso

u, v, a , son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración del sistema, respectivamente.

La fuerza que proporciona el amortiguador F_s , depende de las características de los dispositivos y de las condiciones con las que se conecta al sistema estructural. Comúnmente los disipadores viscosos se montan sobre diagonales de acero (en diferentes configuraciones) por lo que el modelo apropiado para definir su comportamiento es el que representa una rigidez y un amortiguador en serie mediante un modelo de Maxwell.

El modelo matemático que define el modelo de Maxwell se basa en las siguientes hipótesis:

- La fuerza en el sistema resorte-amortiguador es la misma en cualquier punto del sistema:

$$F_s = F_r = F_a \quad (1.2)$$

$$F_r = k_r u_r \quad (1.3)$$

$$F_a = C_{VNL} \text{sgn}(v_a) |v_a|^\alpha \quad (1.4)$$

donde:

F_r , es la fuerza en el resorte

k_r , es la rigidez axial del resorte

u_r es el desplazamiento en el resorte

F_a , es la fuerza en el amortiguador

C_{VNL} , es la constante de amortiguamiento del dispositivo viscoso no lineal

v_a , es la velocidad en el amortiguador

α , es el exponente de no linealidad del amortiguador viscoso

$\text{sgn}(\cdot)$, es la función signo

- La deformación total u , es igual a la deformación del resorte más la deformación del amortiguador.

$$u = u_r + u_a \quad (1.5)$$

Para sustituir la Ec.1.3 y 1.4 en la Ec.1.5 es necesario derivar las Ecs. 1.3 y 1.5. A partir de lo anterior se tiene:

$$v = \frac{1}{k_r} \dot{F}_r + \left(\frac{F_a}{C_{VNL}} \right)^{1/\alpha} \quad (1.6)$$

donde

v es la velocidad el sistema en serie resorte-amortiguador

\dot{F}_r es la derivada de la fuerza en la diagonal

La Ec. 1.6 representa la ecuación diferencial que define el comportamiento de un modelo de Maxwell. De esta ecuación se puede intuir que cuando la rigidez del resorte es muy grande ($k_r = \infty$) el primer término de la Ec. 1.6 es igual a cero y, por lo tanto, la ley constitutiva del modelo de Maxwell es igual a la ley constitutiva del amortiguador viscoso no lineal. Algunos trabajos reportan que para tener una respuesta exacta la relación de rigidez de la diagonal respecto a rigidez del sistema (k_r/k) debe ser mayor que 200, no obstante, relaciones de rigidez mayores que 5 proporcionan resultados aproximados (Sullivan *et al.* 2021).

A partir del caso particular de rigidez infinita del modelo de Maxwell se tiene la Ec. 1.7, la cual define la ecuación de movimiento de un sistema estructural con un amortiguador viscoso.

$$ma + cv + ku + C_{VNL} \text{sgn}(v)|v|^\alpha = m a_g(t) \quad (1.7)$$

El valor de la constante de amortiguamiento $C_{\alpha VNL}$ se calcula a partir de la aproximación energética plateada por Ramírez (2000) y Lin y Chopra (2002) como sigue:

$$C_{\alpha VNL} = \frac{2\zeta m \omega_n}{\beta_\alpha (\omega_n u_0)^{\alpha-1}} \quad (1.8)$$

donde:

ζ es el porcentaje de amortiguamiento crítico proporcionado por el conjunto de dispositivos viscosos

m, ω_n son la masa y frecuencia natural de vibración de sistema, respectivamente

β_α constante que toma en cuenta la forma del ciclo de histéresis que es función de alfa.

$\beta_\alpha = \frac{2^{2+\alpha} + \Gamma^2(1+\alpha/2)}{\pi \Gamma(2+\alpha)}$, donde $\Gamma(\cdot)$ es la función Gamma ($\beta_\alpha = \pi/4$ cuando $\alpha_{vNL} = 0$)

u_0 es el desplazamiento máximo del disipador.

La ecuación 1.8 supone que el movimiento a la que es sometido el sistema es armónico representado por una senoide. Para resolver la ecuación de movimiento se sigue un proceso iterativo en el que se propone un valor del vector de desplazamiento u_0 y se itera n número de veces hasta que los desplazamientos son iguales en la iteración n y $n-1$.

La ecuación de movimiento se resolvió aquí mediante el método numérico planteado por Teranzi (1999), el cual se basa en los métodos implícitos de solución de Newmark, como se presenta a continuación:

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t v_i + \frac{1}{2} \Delta t^2 a_i \quad (1.9)$$

$$v_{i+1}^1 = v_i + a_i \Delta t \quad (1.10)$$

$$a_{i+1}^1 = m^{-1} [p_{i+1} - c v_{i+1}^1 - k u_{i+1} - C_{NL} \operatorname{sgn}(v_{i+1}^1) |v_{i+1}^1|^\alpha] \quad (1.11)$$

$$j = 1, n \begin{cases} v_{i+1}^{j+1} = v_i + \frac{1}{2} (a_i + a_{i+1}^j) \Delta t \\ a_{i+1}^{j+1} = m^{-1} [p_{i+1} - c v_{i+1}^{j+1} - k u_{i+1} - C_{NL} \operatorname{sgn}(v_{i+1}^{j+1}) |v_{i+1}^{j+1}|^\alpha] \end{cases} \quad (1.12)$$

$$\epsilon^{j+1} = |a_{i+1}^{j+1} - a_{i+1}^j| \quad (1.13)$$

$$(1.14)$$

$$\epsilon^{j+1} \leq \epsilon \quad (1.15)$$

donde n es el número máximo de iteraciones j llevadas a cabo en el paso i , Δt es el paso de tiempo, ϵ es el error máximo y $p = -m\ddot{u}_g$. Para cada paso i , el ciclo de iteración se completa

cuando se cumple la condición (Ec. 1.15) (se puede usar un valor de error límite $\epsilon = 0.001$ en el análisis), o cuando se excede el número máximo de iteraciones n .

Mediante un proceso iterativo de las ecuaciones 1.9 a 1.15 se puede calcular la respuesta estructural de osciladores 1GDL con un amortiguador viscoso y sometidos a distintos movimientos del terreno; en este trabajo es de especial interés la respuesta en velocidad y pseudovelocidad así como las diferencias entre estas para distintos porcentajes de amortiguamiento ζ y exponentes α . Para estudiar dichas diferencias, se propone calcular las relaciones espectrales entre velocidad y pseudovelocidad como sigue:

$$CV = \frac{v(\zeta, \alpha)}{Sv(\zeta, \alpha)} \quad (1.16)$$

donde:

CV , es el cociente espectral de velocidad real entre pseudovelocidad para una fracción de amortiguamiento y exponente de no-linealidad definidos.

v , es la ordenada espectral de velocidad del sistema tomando en cuenta la fracción de amortiguamiento ζ y el exponente de no linealidad α

Sv , es la ordenada espectral de pseudovelocidad calculada mediante los desplazamientos factorizados por la frecuencia natural de vibración.

1.3 Movimientos sísmicos utilizados en este trabajo

En el presente estudio se utilizaron 778 parejas de movimientos sísmicos, de las cuales 380 corresponden a sismos de subducción, y 398 a sismos intraplaca, todos registrados en diferentes estaciones acelerográficas ubicadas en la ciudad de México, en la tabla 1.1 se muestran la cantidad de movimientos de acuerdo con la clasificación de las ocho zonas propuesta por Castillo y Ruiz (2014). Los registros se obtuvieron de la red acelerográfica del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A. C. (CIRES) y de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (RAII-UNAM). La figura 1.1 muestra la ubicación de las estaciones acelerográficas.

Los movimientos sísmicos corresponden a 18 eventos sísmicos de subducción con magnitudes mayores o iguales que 5.9, profundidades focales menores a 40 km y distancias epicentrales menores que 700 km. Por otro lado, los movimientos provocados por sismos intraplaca corresponden a 19 eventos con magnitudes mayores o iguales a 5.4, profundidades focales mayores o iguales a 40 km y distancias epicentrales menores que 600 km. A cada registro sísmico se le realizó una corrección de línea base del tipo normal restando una constante (promedio de aceleraciones) a todo el acelerograma para lograr un promedio de aceleraciones igual a cero (Ordaz y Montoya, 2014), y un filtro “bandpass” del tipo Butterworth de orden 4 con frecuencias de corte de 0.1 a 25 Hz correspondientes a acelerogramas con intervalo de muestreo $\Delta t \leq 0.02s$; las frecuencias de corte se seleccionaron para tener un valor promedio de la historia de desplazamiento de suelo aproximadamente igual a cero y para que las ordenadas a periodos largos en el espectro de desplazamiento correspondieran al desplazamiento máximo de suelo. Se consideró una duración del movimiento sísmico correspondiente al 2.5% y 97.5% de la intensidad de Arias (Schmidt y Quirós, 2007).

Tabla 1.1 Movimientos sísmicos utilizados

Zona	Rango de periodos (s)	Número de registros de tipo subducción	Número de registros de tipo intraplaca	Promedio del periodo dominante del terreno, T_s (s)
A	$T_s \leq 0.5$	83	110	0.48
B	$0.5 < T_s \leq 1.0$	19	22	0.90
C	$1.0 < T_s \leq 1.5$	49	60	1.35
D	$1.5 < T_s \leq 2.0$	63	56	2.00
E	$2.0 < T_s \leq 2.5$	65	55	2.40
F	$2.5 < T_s \leq 3.0$	48	38	2.82
G	$3.0 < T_s \leq 4.0$	33	31	3.35
H	$T_s > 4.0$	20	16	4.30

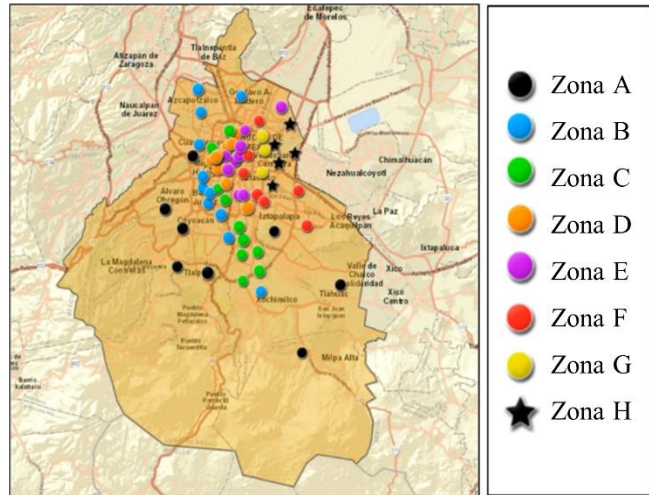


Figura 1.1. Localización de las estaciones de registro en el Valle de México

1.4 Influencia del parámetro α en los espectros de respuesta

En la presente sección se analiza la tendencia de las respuestas máximas de sistemas de 1GDL con distintos valores de α , a través de espectros de respuesta. Primeramente, se realiza el análisis de sistemas estructurales sujetos a un solo movimiento sísmico, y posteriormente, cuando se someten a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos, en cada zona de estudio.

1.4.1 Sistemas estructurales sujetos a la acción de un movimiento sísmico

Lin y Chopra (2002) mencionan que el exponente de no linealidad α tiene un impacto en la forma de los espectros de respuesta; el efecto se caracteriza por una reducción del pico del espectro de aceleración para el periodo fundamental del terreno, y para altos porcentajes de amortiguamiento puede presentarse un ligero desfase del pico del espectro; además, los mismos autores identificaron que la mayor influencia de la no linealidad del amortiguador se presenta en la zona sensible a la aceleración así como en la sensible al desplazamiento (periodos cortos y largos, respectivamente), por otro lado, no se hace mención de los efectos en los espectros de pseudoaceleración y pseudovelocidad. En esta sección se estudian la

influencia de exponente de amortiguamiento α en los espectros de velocidad y pseudovelocidad, detalles sobre la influencia de α en otro tipo de espectro se pueden ver en Ruiz *et al.* (2021).

En las figuras 1.2 a 1.7 se muestran los espectros de velocidad (izquierda) y de pseudovelocidad (derecha) para tres movimientos registrados en distintas zonas de la Ciudad de México: terreno firme (zona A), terreno de transición (zona B) y terreno blando (zona D), estos espectros corresponden con 20 y 30% de amortiguamiento crítico. En las figuras se puede ver que el efecto del exponente de no linealidad se refleja mediante una disminución de las ordenadas espectrales en la zona central del espectro de velocidad (lado izquierdo de las figuras 1.2 a 1.7), donde hay mayores reducciones para exponentes de no linealidad bajos.

Por otro lado, la pseudovelocidad (lado derecho de las figuras 1.2 a 1.7) también presenta una mayor reducción de las ordenadas espectrales en la zona central del espectro, debido al efecto de exponentes de no linealidad bajos; sin embargo, la pseudovelocidad a periodo largo tiende a disminuir. Este efecto es más evidente en los espectros de pseudovelocidad correspondientes a altos porcentajes de amortiguamiento, como se aprecia en las figuras 1.3b, 1.5b y 1.7b. Finalmente, en las zonas de terreno firme y blando se observa que para periodo largo ($T \gg T_s$) la velocidad y la pseudovelocidad tienden a valores más altos a medida que el exponente α disminuye (ver figuras 1.2, 1.3, 1.6 y 1.7). Estas diferencias se deben principalmente a la forma de ciclo de histéresis de los amortiguadores viscosos para los distintos valores de α (Mendoza, 2019).

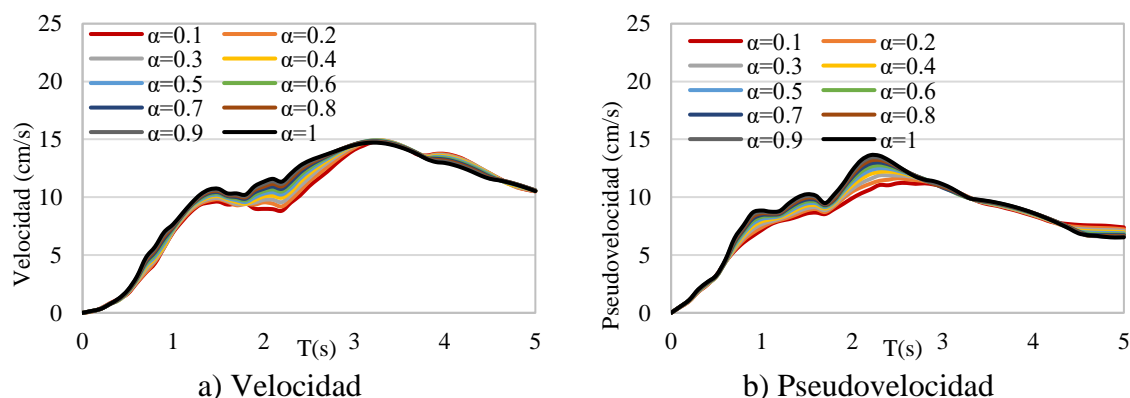


Figura 1.2. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocidad correspondientes a $\zeta=20\%$ y diferentes valores del exponente α , para un movimiento sísmico registrado en suelo firme (zona A).

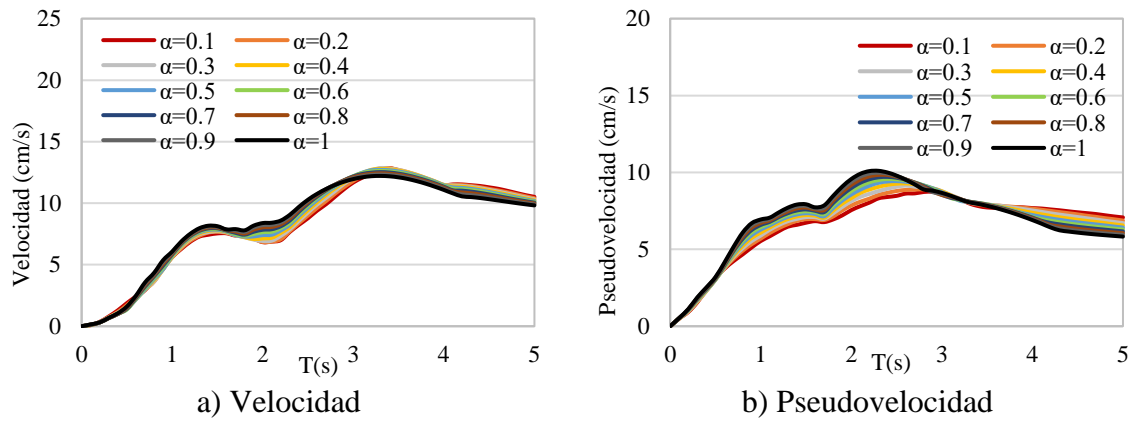


Figura 1.3. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocidad correspondientes a $\zeta=30\%$ y diferentes valores del exponente α , para un movimiento sísmico registrado en suelo firme (zona A)

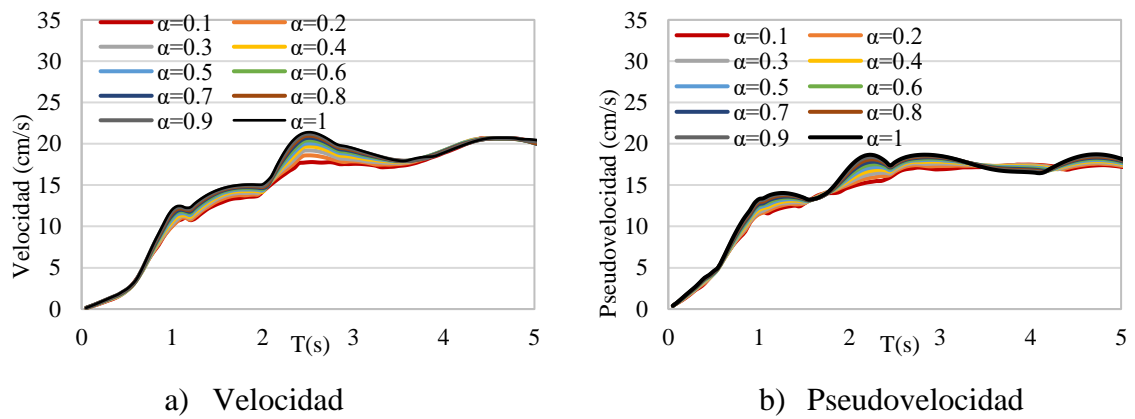


Figura 1.4. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocidad correspondientes a $\zeta=20\%$ y diferentes valores del exponente α , para un movimiento sísmico registrado en suelo de transición (zona B)

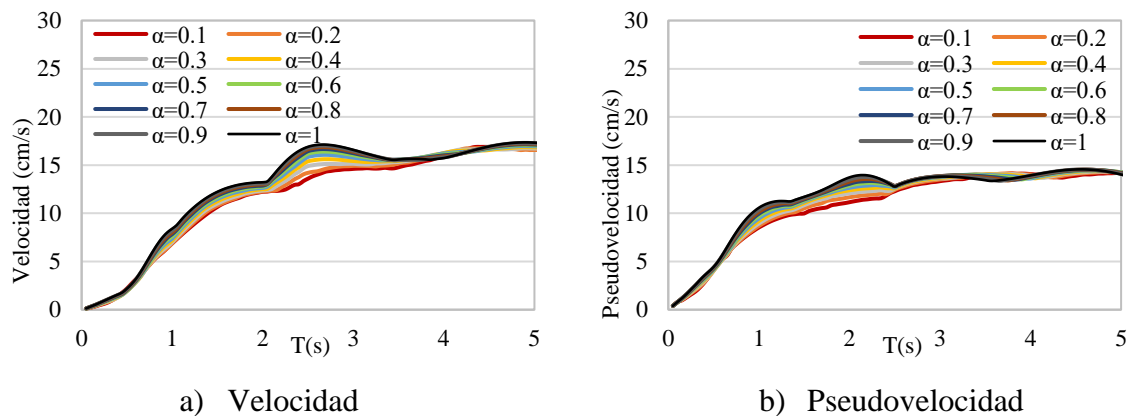


Figura 1.5. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocidad correspondientes a $\zeta=30\%$ y diferentes valores del exponente α , para un movimiento sísmico registrado en suelo de transición (zona B)

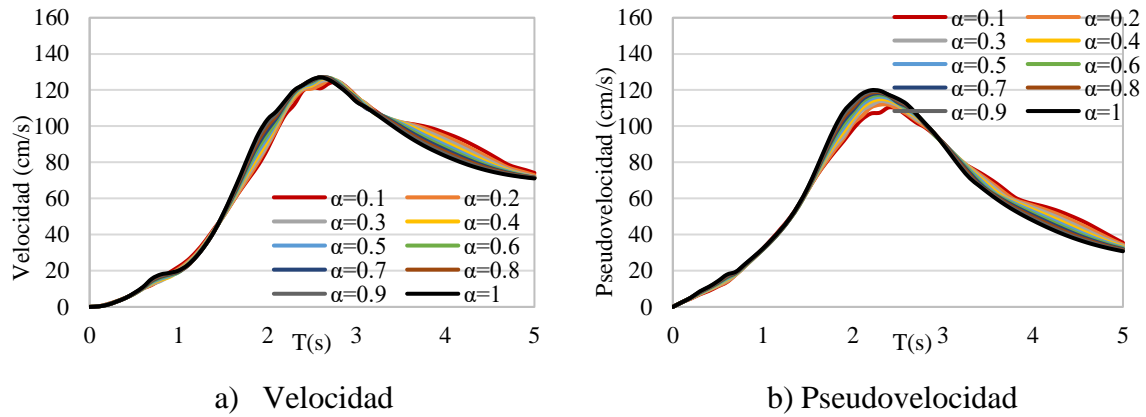


Figura 1.6. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocidad correspondientes a $\zeta=20\%$ y diferentes valores del exponente α , para un movimiento sísmico registrado en suelo blando (zona D)

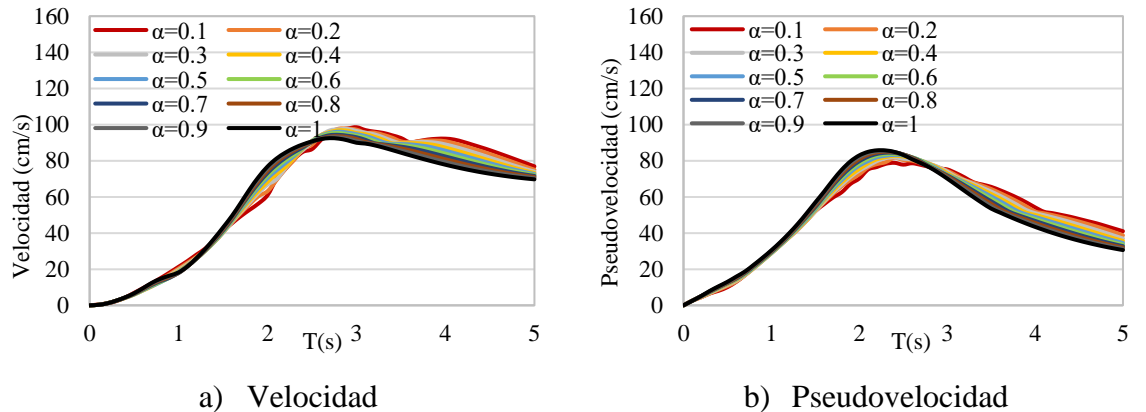


Figura 1.7. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocidad correspondientes a $\zeta = 30\%$ y diferentes valores del exponente α , para un movimiento sísmico registrado en suelo blando (zona D)

Con el objetivo de identificar las diferencias que existen entre los espectros de velocidad y pseudovelocidad para movimientos de subducción e intraplaca, en las figuras 1.8, 1.9 y 1.10 se comparan los espectros de velocidad y pseudovelocidad para un porcentaje de amortiguamiento del 30%, para el sismo del 19/09/1985 (líneas continuas) y el sismo del 19/09/2017 (líneas punteadas), registrado en tres distintas zonas de la Ciudad de México. En estas figuras se observa que los espectros de movimientos de intraplaca siguen tendencias similares a las discutidas en las figuras 1.2 a 1.7, sin embargo, los espectros tanto de velocidad como de pseudovelocidad de movimientos de tipo intraplaca alcanzan sus valores máximos a periodos más cortos que los movimientos de subducción, esto se debe a la cercanía de la fuente sísmica de estos movimientos. Lo anterior tiene un impacto en la forma de las

relaciones espectrales, más adelante se discute este fenómeno y su influencia en la forma final de la ecuación que aquí se propone para la corrección de la pseudovelocity.

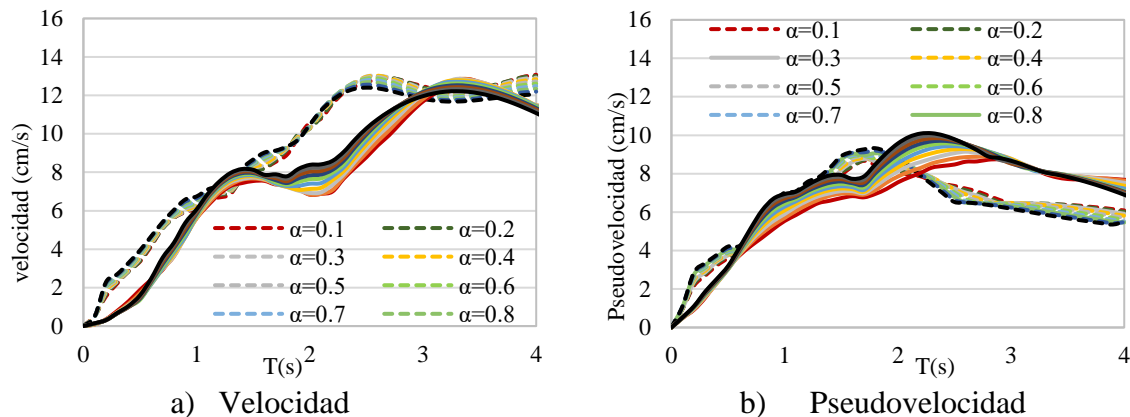


Figura 1.8. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocity correspondientes a $\zeta=30\%$ y diferentes valores del exponente α para los sismos del 19/09/85 y 19/09/17 registrado en zona A.

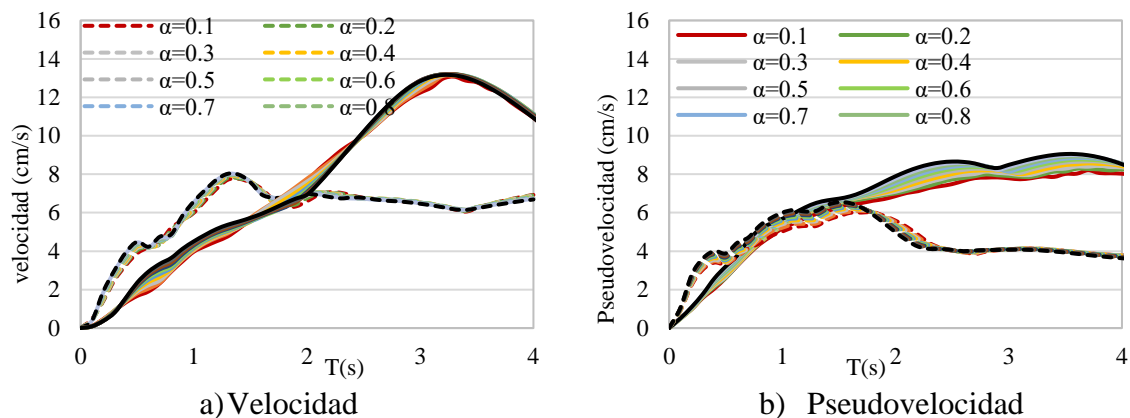


Figura 1.9. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocity correspondientes a $\zeta=30\%$ y diferentes valores del exponente α para los sismos del 19/09/85 y 19/09/17 registrado en zona B.

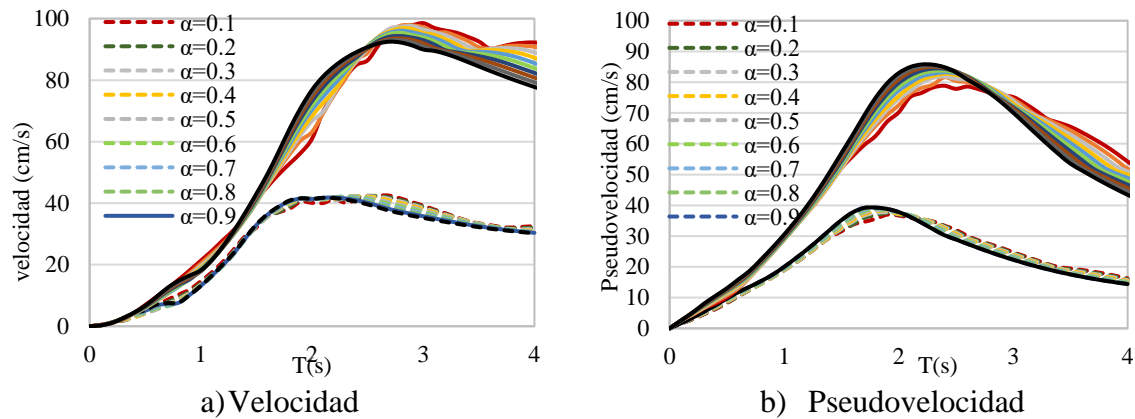


Figura 1.10. Espectros de respuesta de velocidad y pseudovelocidad correspondientes a $\zeta=30\%$ y diferentes valores del exponente α para los sismos del 19/09/85 y 19/09/17 registrado en zona D

1.4.2 Sistemas estructurales sujetos a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos

El análisis previo permite establecer las diferencias entre la respuesta máxima de los sistemas de 1GDL para diferentes valores del exponente de no linealidad y para movimientos específicos; sin embargo, conviene analizar las tendencias de la respuesta de los sistemas de 1GDL para un gran número de movimientos sísmicos, y para todas las zonas en que se ha dividido la CDMX (ver tabla 1.1). Para cumplir con lo anterior, en lo que sigue se obtienen espectros de respuesta de los movimientos que se indican en la tabla 1.1, considerando lo siguiente:

- Intervalo de periodos del sistema estructural entre 0.01s y 5s
- Porcentaje de amortiguamiento crítico inherente del sistema estructural igual a 5% y se considera que es viscoso lineal
- Porcentaje de amortiguamiento adicional viscoso desde 5% hasta 30% (sumando al inherente, el amortiguamiento total es igual a 5% + 30% = 35%)
- Exponentes de no linealidad α desde 0.1 hasta 1, con incrementos de 0.1

Con el fin de evaluar la influencia del parámetro α en las respuestas de pseudovelocidad máximas, en las figuras 1.11, 1.12, 1.13, 1.14, 1.15, 1.16, 1.17 y 1.18 se presentan las relaciones promedio de pseudovelocidad $PSV(\alpha_i)/PSV(\alpha=1)$ correspondientes a tres distintos porcentajes de amortiguamiento (a) 10%, b) 20% y c) 30%), para las zonas A,

B, C, D, E, F, G y H, respectivamente (ver tabla 1.1). En las figuras se puede identificar el intervalo de periodos en que la respuesta máxima de pseudovelocity $PSV(\alpha_i)$ es menor, o bien, mayor que el valor espectral de pseudovelocity $PSV(\alpha=1)$, para cada porcentaje de amortiguamiento, y cada zona sísmica en la Ciudad de México.

En las figuras 1.13 a 1.18 (zonas C a H, respectivamente) se puede identificar que el periodo en el que cambia la respuesta de los sistemas no lineales respecto al sistema lineal es ligeramente mayor al periodo dominante del terreno. Además, en las figuras 1.11 a 1.18 se puede observar un incremento de la respuesta máxima correspondiente a sistemas de periodo largo con amortiguadores no lineales, con respecto a la respuesta de los sistemas lineales. Estas figuras permiten identificar el intervalo de periodos en el que es más eficiente un sistema de amortiguamiento u otro, en donde la medida de la eficiencia es el control de la respuesta estructural de pseudovelocity que tiene una relación directa con la fuerza a la que está sometido el sistema de amortiguamiento, por ejemplo: si una estructura con periodo fundamental de 3s se ubica en la zona B de la CDMX y se pretende diseñar con un sistema de amortiguamiento que proporcione 20% de amortiguamiento total, el sistema de amortiguamiento más convenientes podría ser el lineal debido a que inducen menores pseudovelocidades.

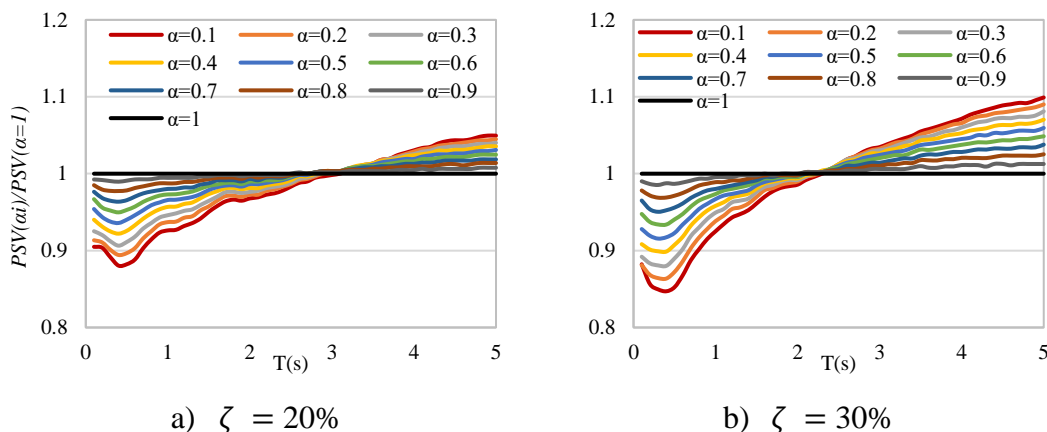


Figura 1.11. Relaciones promedio $PSV(\alpha_i)/PSV(\alpha=1)$ para dos porcentajes de amortiguamiento crítico, correspondientes al promedio de los movimientos sísmicos de la zona A.

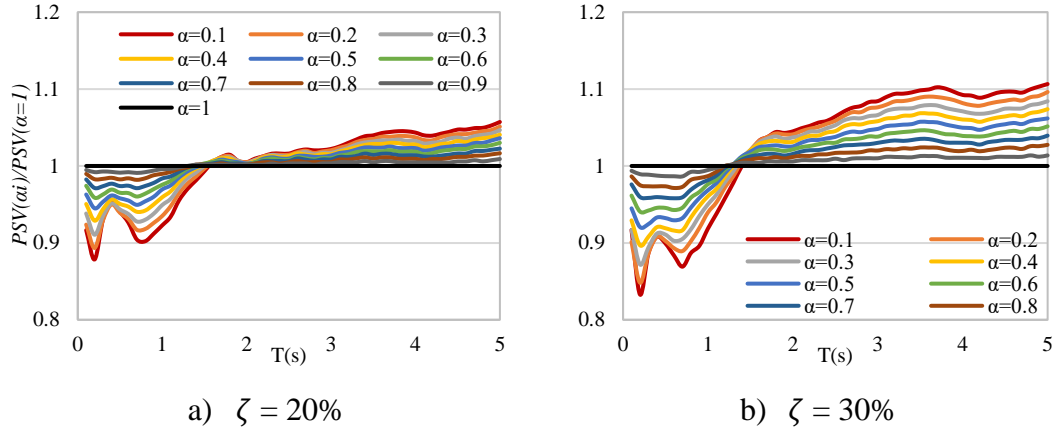


Figura 1.12. Relaciones promedio $PSV(\alpha_i)/PSV(\alpha=1)$ para dos porcentajes de amortiguamiento crítico, correspondientes al promedio de los movimientos sísmicos de la zona B.

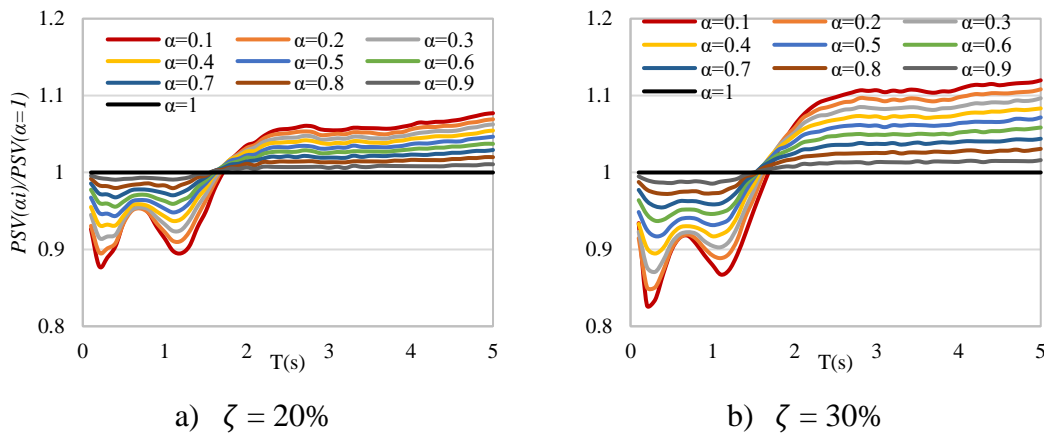


Figura 1.13. Relaciones promedio $PSV(\alpha_i)/PSV(\alpha=1)$ para dos porcentajes de amortiguamiento crítico, correspondientes al promedio de los movimientos sísmicos de la zona C.

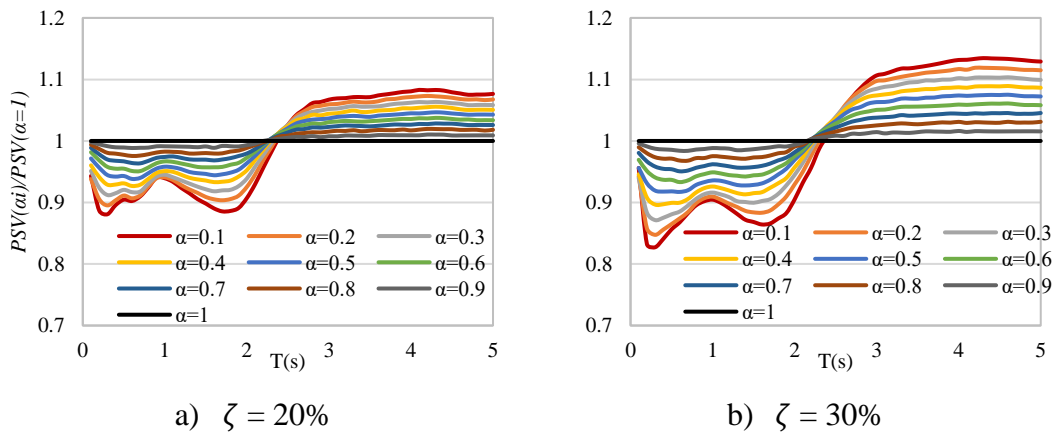


Figura 1.14. Relaciones promedio $PSV(\alpha_i)/PSV(\alpha=1)$ para dos porcentajes de amortiguamiento crítico, correspondientes al promedio de los movimientos sísmicos de la zona D.

Las figuras 1.19 a 1.26 muestran las relaciones promedio $V(\zeta, \alpha=1)/PSV(\zeta, \alpha=1)$ y la desviación estándar para las mismas relaciones considerando el valor de α igual a 1, y dos porcentajes de amortiguamiento (10% y 20%). Para las relaciones promedio se evalúan dos condiciones: 1) cocientes promedio considerando únicamente movimientos de subducción (indicados con línea roja), 2) cocientes promedio incluyendo movimientos tanto de subducción como intraplaca (línea negra). En las figuras 1.19 a 1.26 *a* y *c* (cocientes promedio) se puede ver que los movimientos correspondientes a sismos tipo intraplaca tienen una contribución importante en las zonas de terreno firme y transición (zonas A, B y C) para periodos superiores al periodo dominante del terreno ($T > T_s$); esto se presenta incluso cuando el porcentaje de amortiguamiento es bajo. Este efecto está correlacionado con la forma espectral de los movimientos de intraplaca en donde el pico de los espectros de velocidad ocurre para periodos menores que el periodo dominante del terreno y, por lo tanto, las relaciones promedio V/PSV de los movimientos intraplaca son mayores a las de movimientos de subducción. Por otro lado, dicho efecto se minimiza en las zonas de terreno blando (zonas D, E, F, G y H). Se hace notar que en las zonas D, F, G y H las relaciones promedio $V(\zeta, \alpha=1)/PSV(\zeta, \alpha=1)$ tienden a ser ligeramente mayores para periodos menores al periodo dominante del terreno ($T < T_s$), debido a la influencia de los movimientos asociados a eventos de tipo intraplaca. En las figuras 1.19 a 1.26 *b* y *d*, se muestra el comportamiento de la desviación estándar de las relaciones V/PSV , de estas figuras se puede comentar lo siguiente: a) Para periodos cortos se tiene una baja dispersión de las relaciones V/PSV , b) *la menor dispersión se presente en periodos cercanos al periodo dominante del terreno, esto se debe a que los valores de V y PSV son similares*, c) La mayor dispersión se presenta a periodo largo ($T > T_s$) que corresponde a los periodos en donde las diferencias entre V y PSV son más altas.

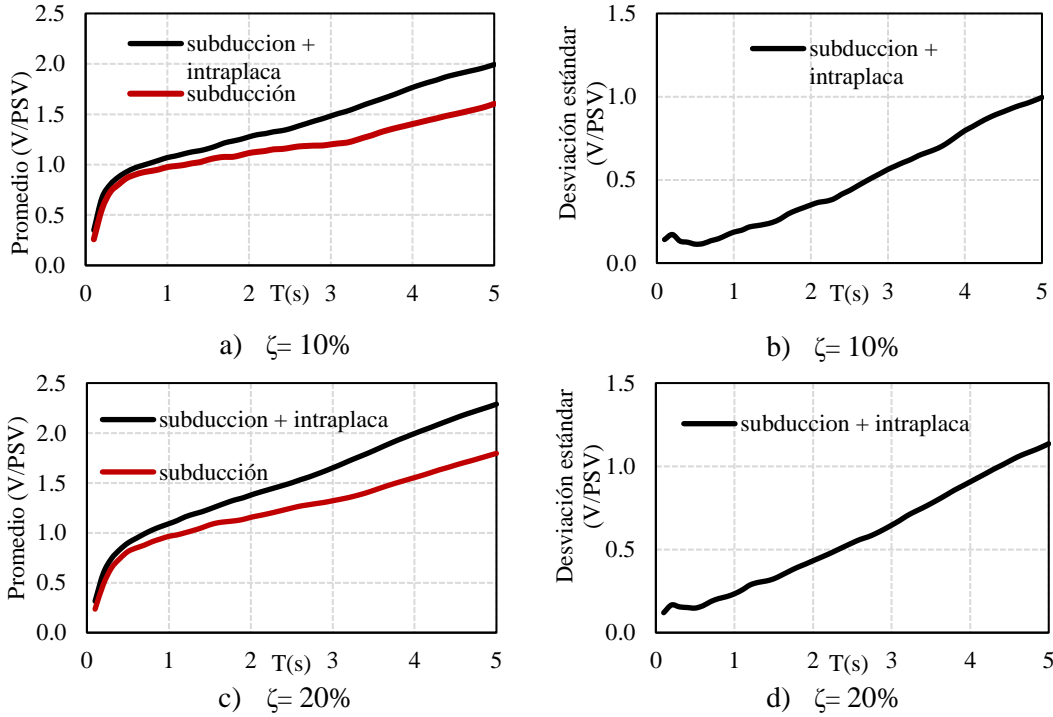


Figura 1.19. Cocientes promedio de V y PSV para la zona A, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$.

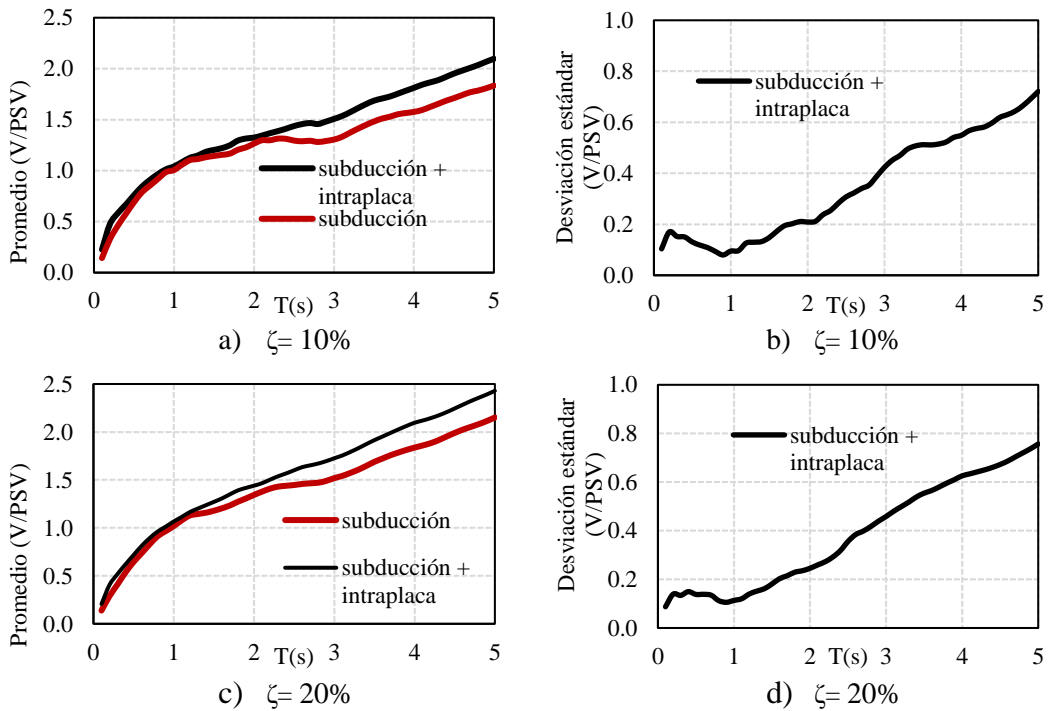


Figura 1.20. Cocientes promedio de V y PSV para la zona B, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$.

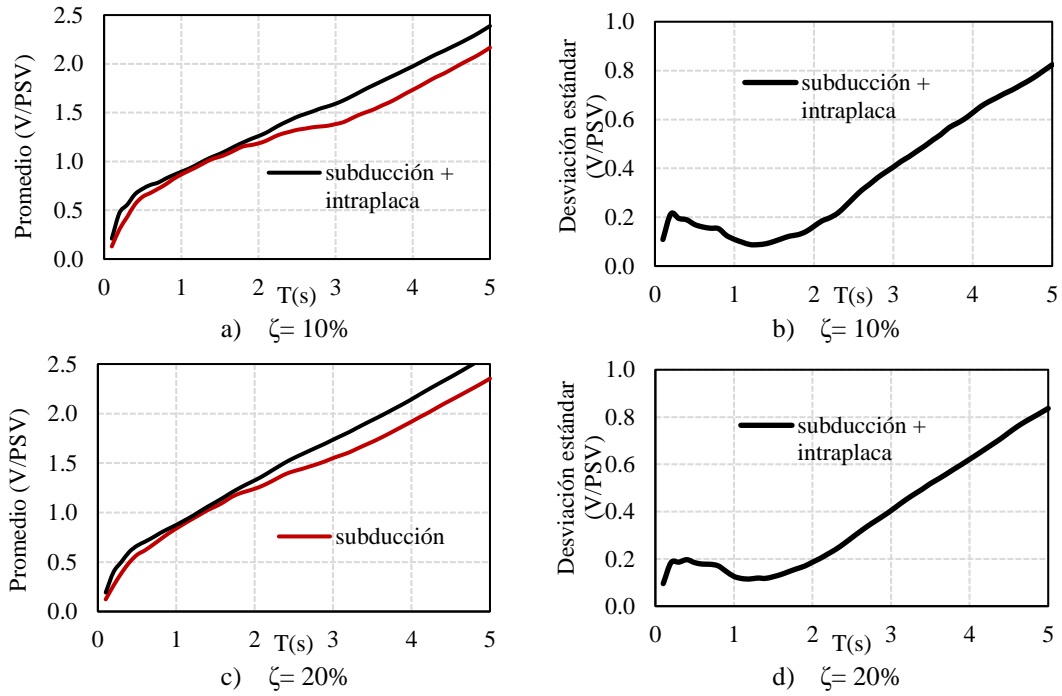


Figura 1.21. Cocientes promedio de V y PSV para la zona C, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$.

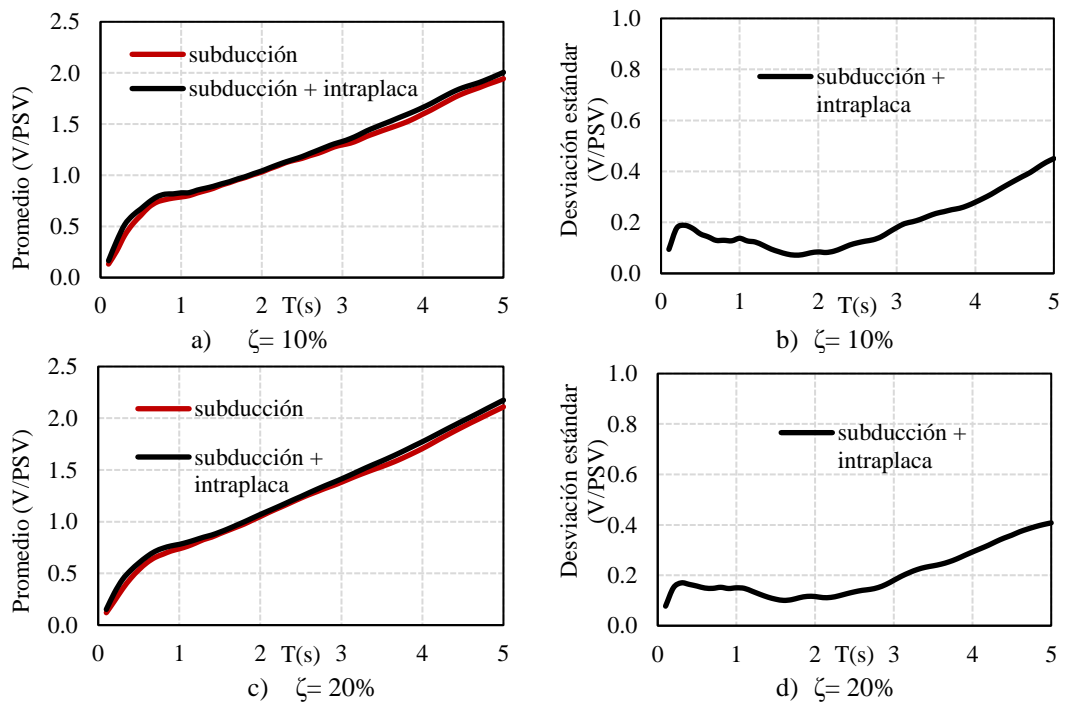


Figura 1.22. Cocientes promedio de V y PSV para la zona D, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$

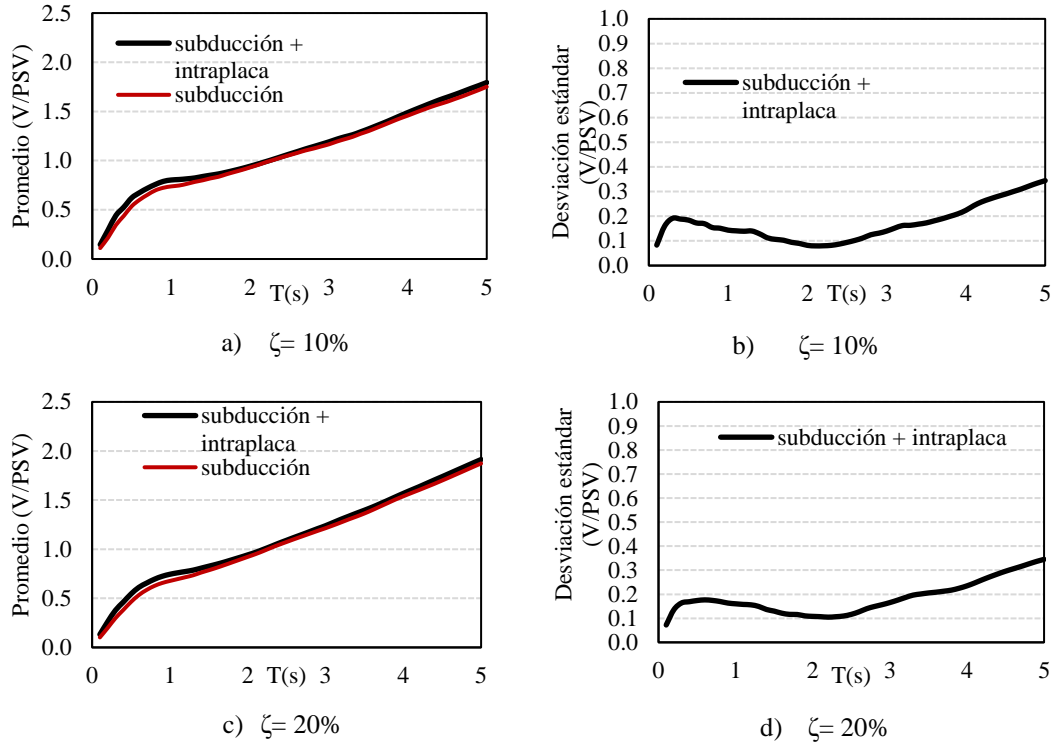


Figura 1.23. Cocientes promedio de V y PSV para la zona E, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$.

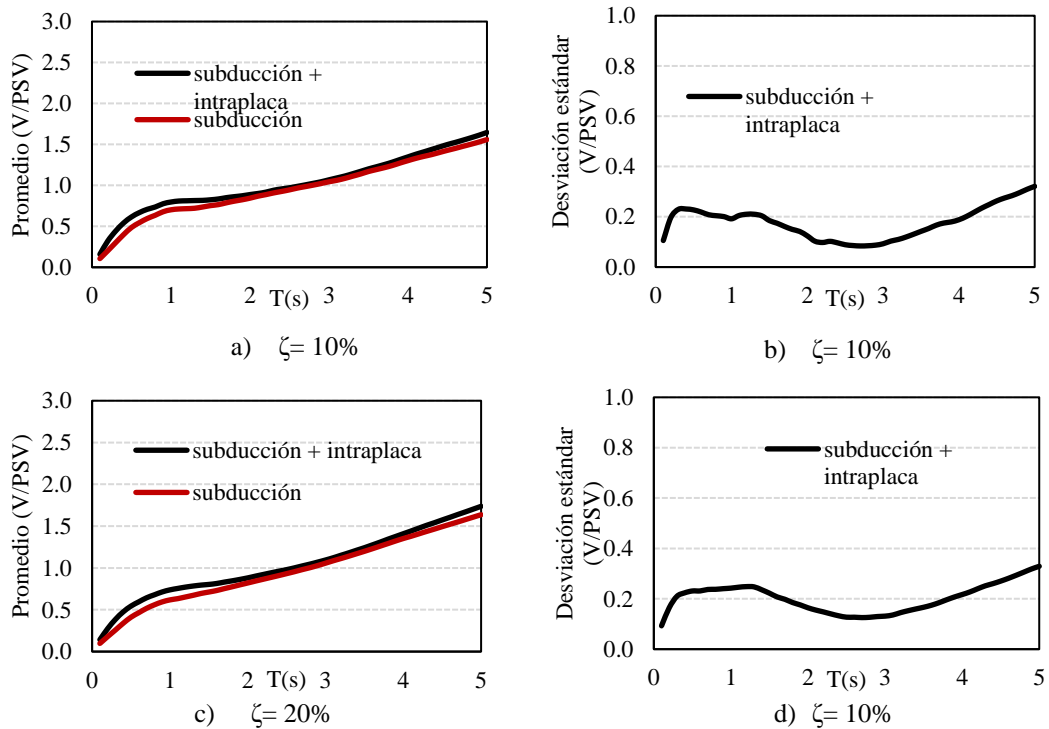


Figura 1.24. Cocientes promedio de V y PSV para la zona F, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$.

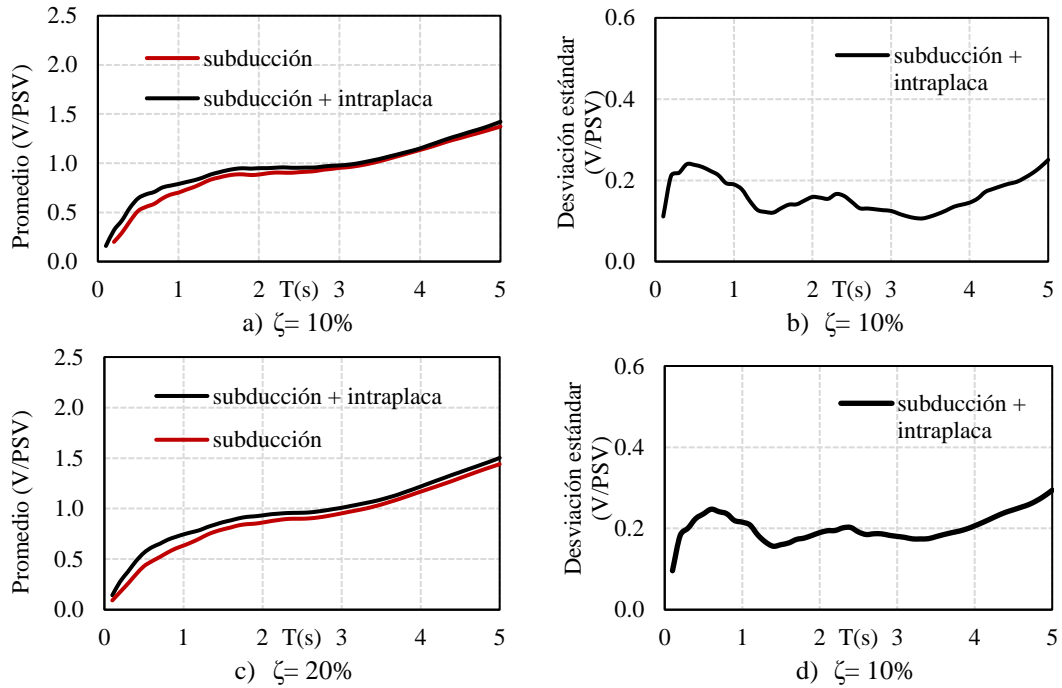


Figura 1.25. Cocientes promedio de V y PSV para la zona G, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$.

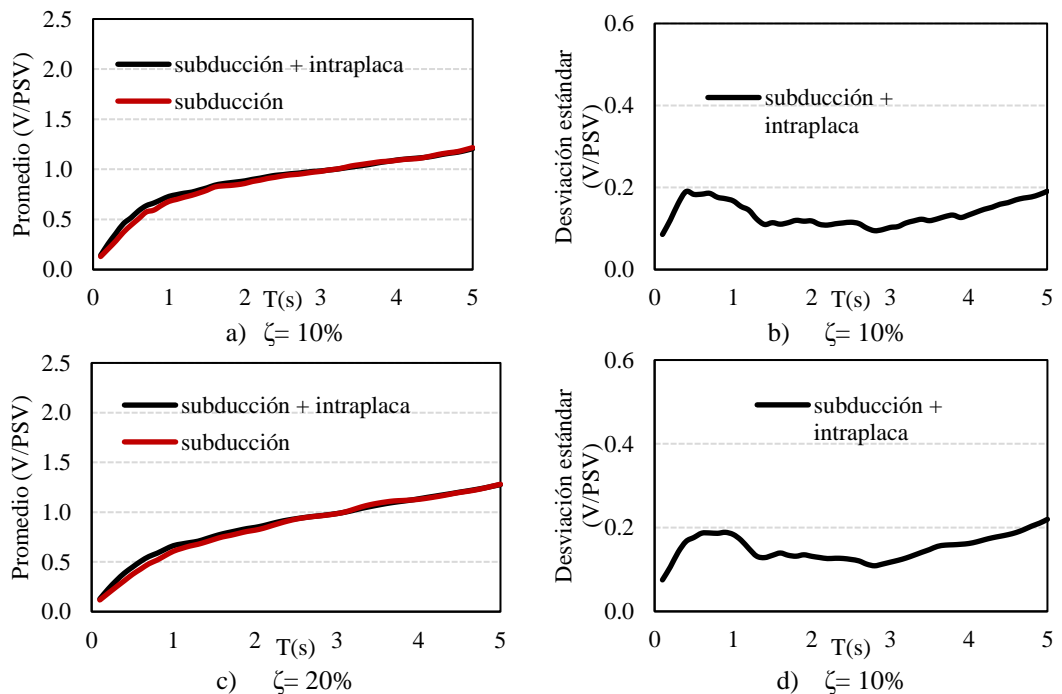
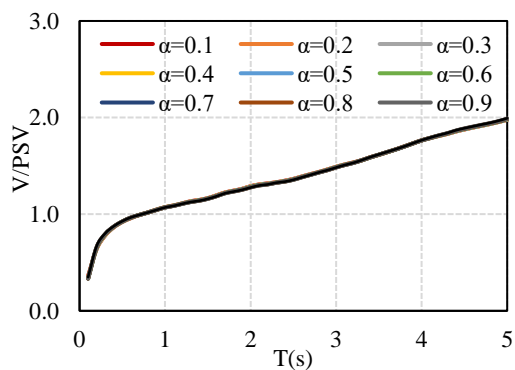


Figura 1.26. Cocientes promedio de V y PSV para la zona H, considerando movimientos causados por sismos de subducción, y por eventos subducción + intraplaca. $\alpha = 1$.

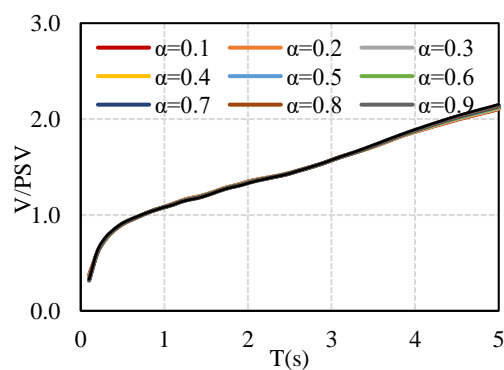
Las figuras 1.27 y 1.28 muestran las relaciones espectrales de V/PSV en las que se hace ver la influencia del exponente de no linealidad α . En las figuras se puede ver que, en general, la velocidad es similar a la pseudovelocidad cuando el periodo es cercano al periodo dominante del suelo ($T \approx T_s$); sin embargo, para sistemas con periodos menores al periodo dominante del terreno ($T < T_s$) la velocidad es considerablemente menor que la pseudovelocidad, por otro lado, para periodos mayores al periodo dominante del terreno ($T > T_s$), la velocidad es considerablemente mayor a la pseudovelocidad. La diferencia se debe a que para periodos muy largos (cuando $T \rightarrow \infty$) la velocidad tiende a la velocidad pico del terreno mientras que la pseudovelocidad tiende a cero.

En la figura 1.27 se muestra de forma detallada las relaciones V/PSV para la zona A y porcentajes de amortiguamiento que varían entre 10% y 35%. Sobre la figura 1.27 se pueden hacer los siguientes comentarios:

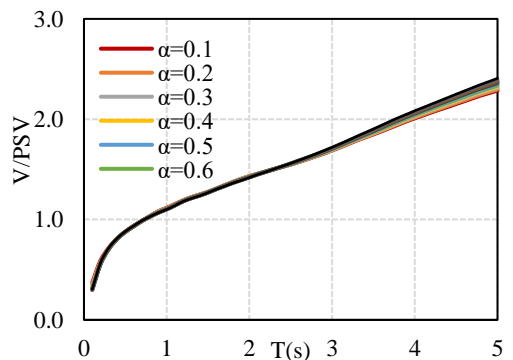
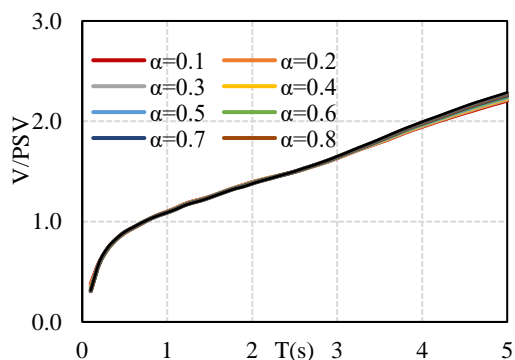
- Para porcentajes de amortiguamiento menores al 15% no se observa una diferencia en las relaciones V/PSV asociadas al exponente de no linealidad.
- Para porcentajes de amortiguamiento mayores al 15% se observa que la influencia de α se presenta en periodos mayores que el periodo dominante del terreno ($T > T_s$).



a) $\zeta = 10\%$



b) $\zeta = 15\%$



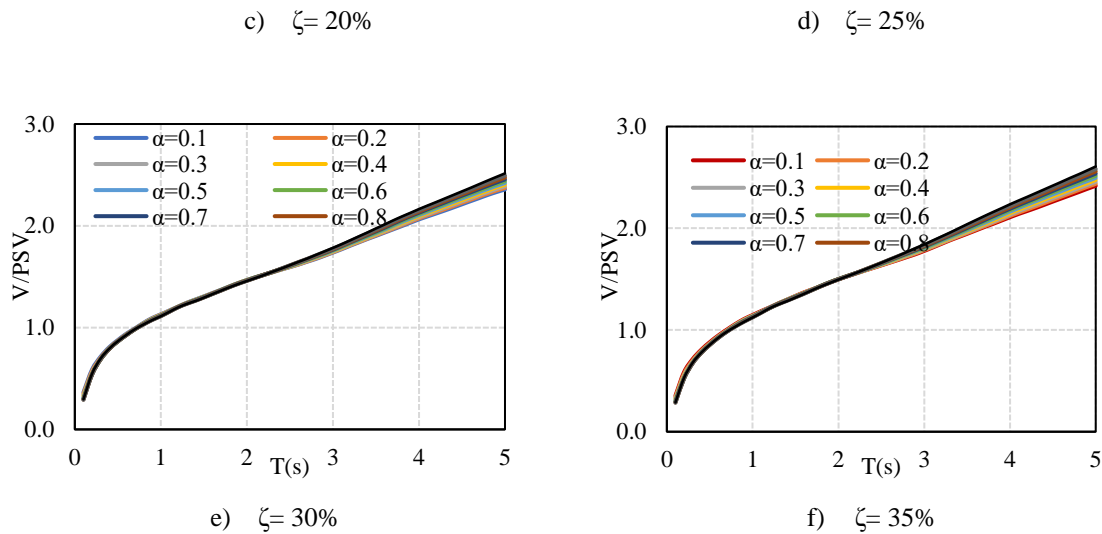
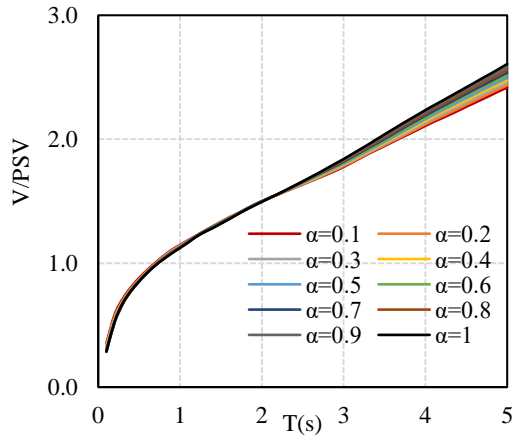
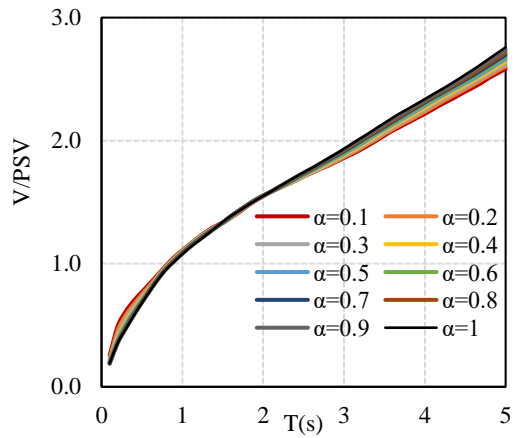


Figura 1.27. Relaciones espectrales de velocidad entre pseudo-velocidad para la zona A de la CDMX. Las relaciones V/PSV se calcularon para diferentes valores de α y un porcentaje de amortiguamiento desde 10 hasta 35%.

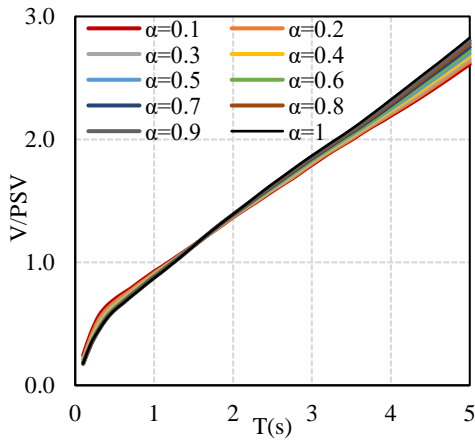
Por otro lado, la figura 1.28 muestra las relaciones V/PSV correspondiente a 35% de amortiguamiento crítico, para cada una de las ocho zonas del valle de México. Las relaciones V/PSV del resto de las zonas siguen las mismas tendencias que se discuten para la zona A. Las zonas donde se presenta mayor influencia del exponente α son las A, B, C, D y E, mientras que para las zonas restantes no se observa una influencia significativa para periodos largos. Esto se debe principalmente a la forma espectral de los movimientos considerados y a la dependencia de las relaciones $V(\alpha)/PSV(\alpha)$ respecto al periodo dominante del terreno T_s , en donde la mayor influencia del exponente de no linealidad α se ubica en las zonas con periodos del suelo (T_s) más corto, mientras que en las zonas con periodo del suelo (T_s) más largo (F, G y H) no existe influencia de α . Nótese que en las zonas F, G y H (figuras 1.28 f, g y h) existe una ligera influencia del exponente α para periodos menores que T_s .



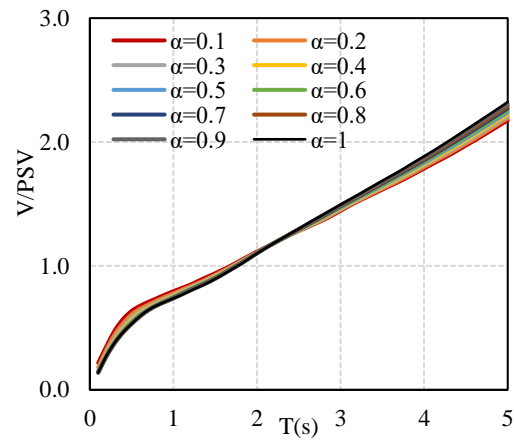
a) Zona A. $\zeta= 35\%$



b) Zona B. $\zeta= 35\%$

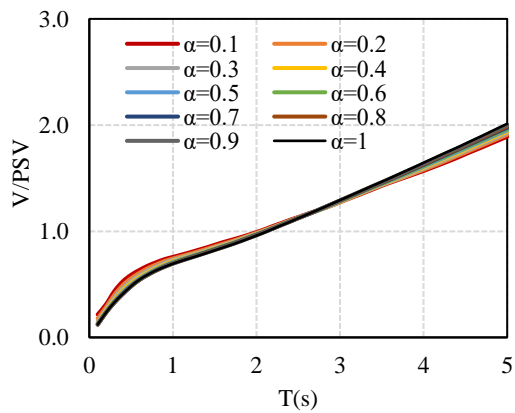


c) Zona C. $\zeta= 35\%$

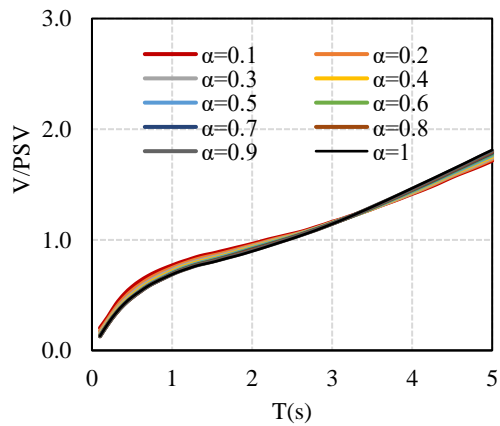


d) Zona D. $\zeta= 35\%$

Figura 1.28. Relaciones espectrales de velocidad entre pseudo-velocidad para las ocho zonas de la CDMX, correspondientes a diferentes valores de α y $\zeta = 35\%$ (continua)



e) Zona E. $\zeta= 35\%$



f) Zona F. $\zeta= 35\%$

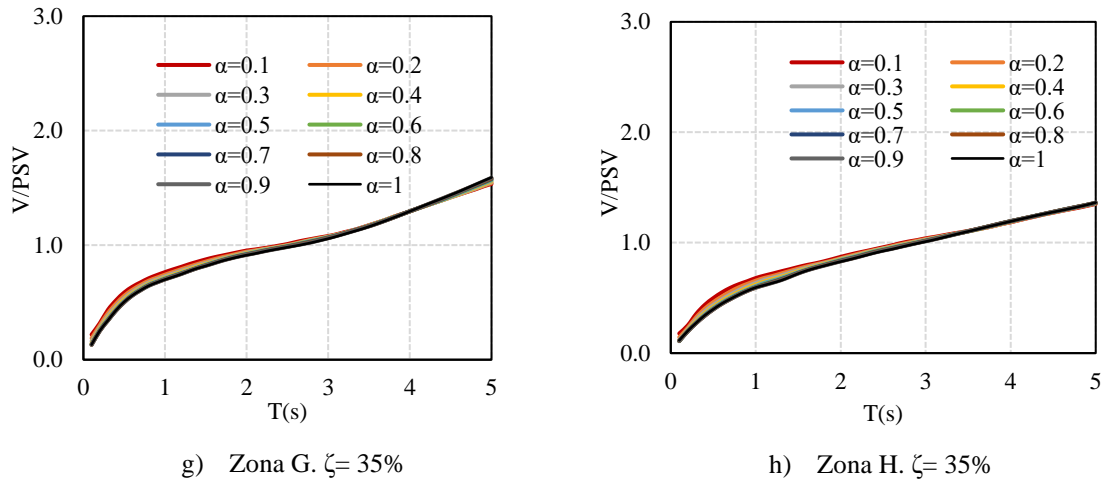


Figura 1.28. Relaciones espectrales de velocidad entre pseudo-velocidad para las ocho zonas de la CDMX, correspondientes a diferentes valores de α y $\zeta = 35\%$.

1.5.2 Expresión matemática para la corrección de la pseudovelocidad, aplicable a estructuras con disipadores viscosos no lineales, ubicados en la CDMX

Con base en los valores medios de las relaciones espectrales que se presentan en la sección anterior, enseguida se propone una expresión matemática simplificada para estimar el factor de corrección de la pseudovelocidad (*FCV*), aplicable a las ocho zonas sísmicas de la CDMX que se consideran en el presente estudio. La expresión propuesta depende del periodo de vibración de la estructura, el porcentaje de amortiguamiento total crítico y el exponente de no linealidad α . Con el fin de simplificar la expresión matemática, se tomó en cuenta lo siguiente:

- a) No existe influencia del exponente α para sistemas con porcentajes de amortiguamiento total crítico menor a 15%.
- b) No existe influencia del exponente α en las zonas F, G y H.

Las expresiones se ajustaron a partir de un análisis de regresión, utilizando el método de mínimos cuadrados; con el fin de tomar en cuenta el efecto del parámetro α , se modificó la forma paramétrica propuesta por Ruiz (2019) y Santos *et. al* (2020). La ecuación que ahora se propone es:

$$FCV = (a\zeta + b)T^{c\zeta+d} \quad (1.17)$$

donde:

FCV es el factor de corrección que transforma la pseudo velocidad a la velocidad real

a , b y c , son parámetros que dependen de la zona sísmica

ζ es la fracción amortiguamiento total (igual al amortiguamiento inherente más el proporcionado por los dispositivos disipadores).

T es el periodo fundamental de la estructura

d es un parámetro que toma en cuenta el efecto de exponente de amortiguamiento α y se calcula como sigue:

$$d = -e\alpha + f \quad (1.18)$$

e y f son factores que dependen de la zona sísmica

En la tabla 1.2 se muestran los parámetros a , b , c , d , e y f , que resultan del análisis de regresión para cada zona sísmica. Además, se incluyen restricciones de aplicación para porcentajes de amortiguamiento crítico que sean menores o mayores al 15%.

Tabla 1.2. Parámetros de la ecuación 1.17 y 1.18.

Zona	a	b	c	d	Restricción
A	0.2	1.00	0.80	0.28	para $\zeta \leq 15\%$
			0.75	$d = -0.04\alpha + 0.32$	para $\zeta > 15\%$
B	-0.02	1.05	0.70	0.33	para $\zeta \leq 15\%$
				$d = -0.04\alpha + 0.37$	para $\zeta > 15\%$
C	-0.2	1.00	1.15	0.37	para $\zeta \leq 15\%$
		0.95	1.00	$d = -0.04\alpha + 0.40$	para $\zeta > 15\%$
D	-0.4	0.85	1.00	0.4	para $\zeta \leq 15\%$
		0.80	1.05	$d = -0.04\alpha + 0.44$	para $\zeta > 15\%$
E	-0.5	0.8	1.1	0.38	para $\zeta \leq 15\%$
			0.9	$d = -0.04\alpha + 0.42$	para $\zeta > 15\%$
F	-0.4	0.80	1.05 0.90	0.36	---
G	-0.2	0.70	0.80	0.30	---
H	-0.6	0.70	0.55	0.32	---
		0.80			

Las figuras 1.29 a 1.36 muestran los ajustes calculados con la ecuación 1.17 (líneas discontinuas) así como las relaciones V/PSV (líneas continuas) correspondientes a las zonas A, B, C, D, E, F, G y H, respectivamente. Los ajustes se muestran para dos porcentajes de amortiguamiento crítico total (20% en las figuras de la izquierda, y 30% en las de la derecha); por claridad visual solamente se incluyen los exponentes de no linealidad α iguales a 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 y 1.

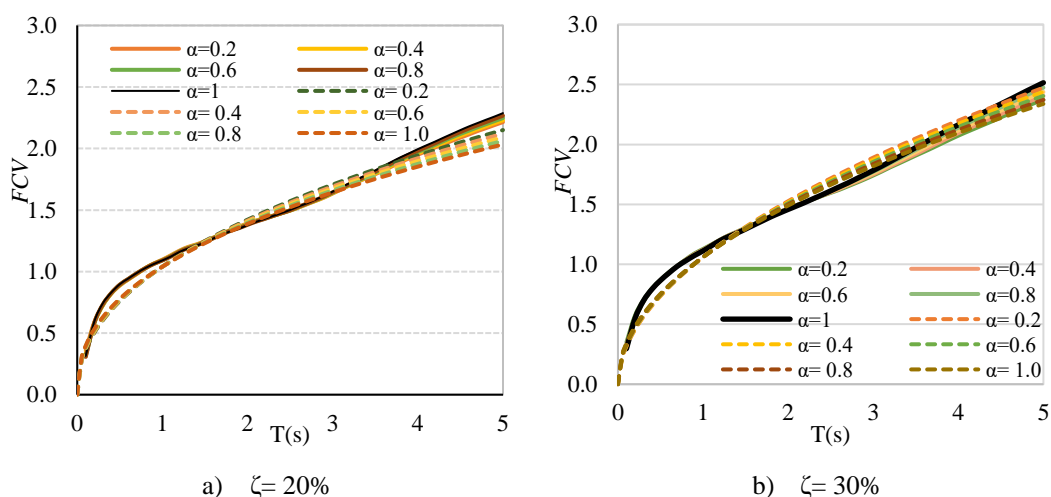


Figura 1.29. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio, para la zona A y dos porcentajes de amortiguamiento crítico.

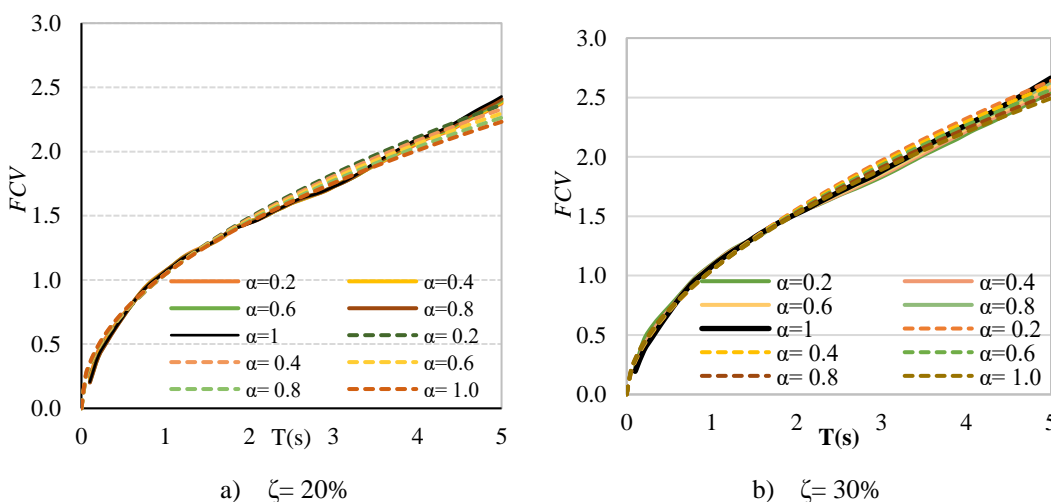


Figura 1.30. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio, para la zona B y dos porcentajes de amortiguamiento crítico.

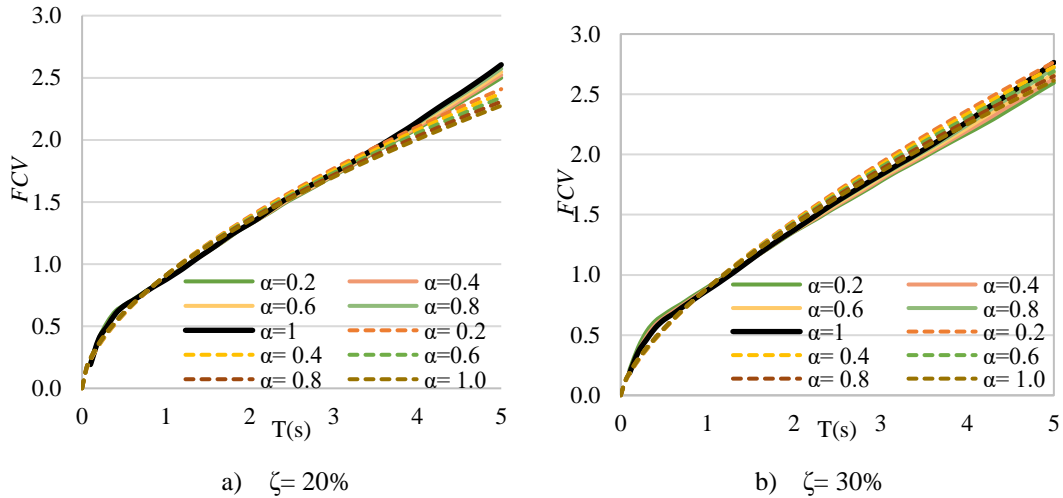


Figura 1.31. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio, para la zona C y dos porcentajes de amortiguamiento crítico.

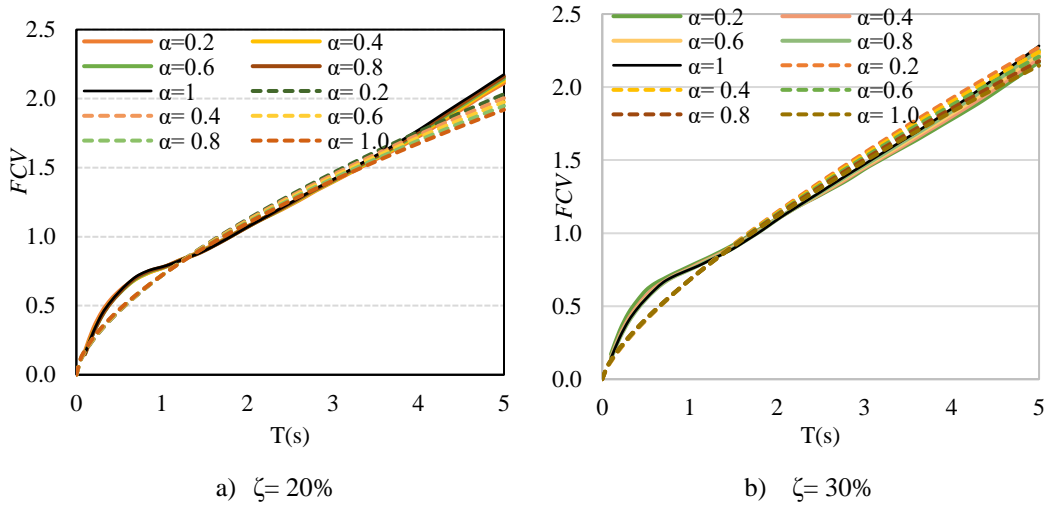


Figura 1.32. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio, para la zona D y dos porcentajes de amortiguamiento crítico.

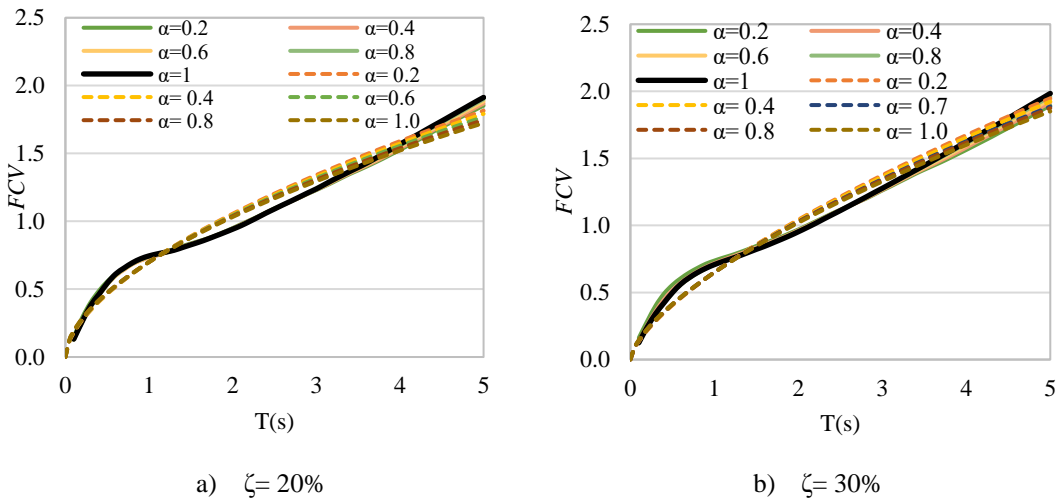
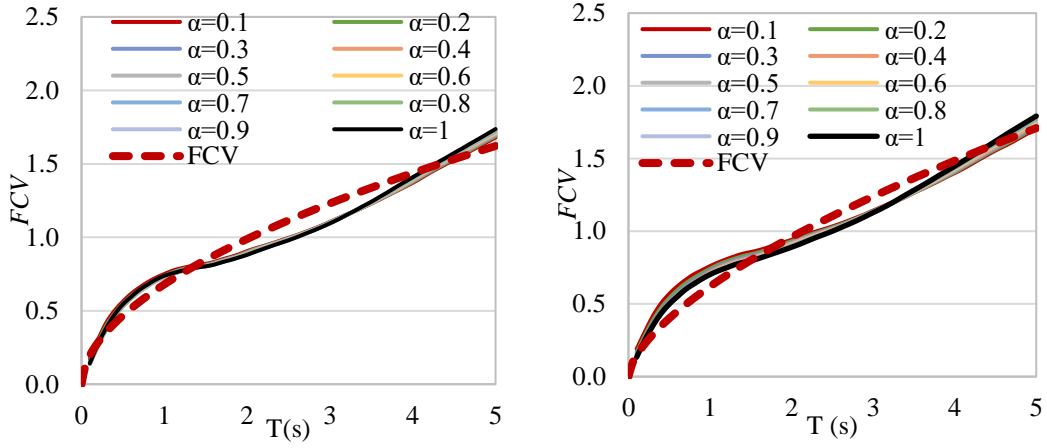


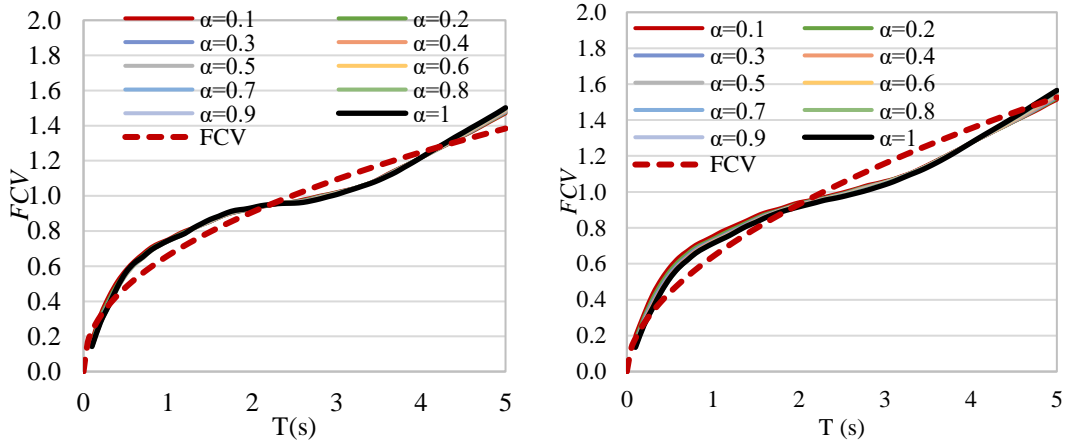
Figura 1.33. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio para la zona E y dos porcentajes de amortiguamiento crítico.



a) $\zeta=20\%$

b) $\zeta=30\%$

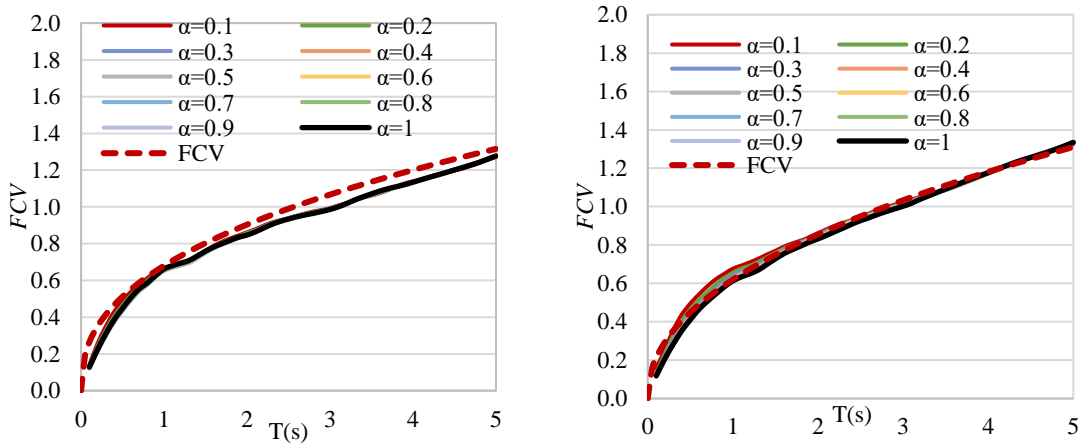
Figura 1.34. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio, para la zona F y dos porcentajes de amortiguamiento crítico.



a) $\zeta=20\%$

b) $\zeta=30\%$

Figura 1.35. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio, para la zona G y dos porcentajes de amortiguamiento crítico



a) $\zeta=20\%$

b) $\zeta=30\%$

Figura 1.36. Comparación de la ecuación (1.17) vs las relaciones promedio, para la zona H y dos porcentajes de amortiguamiento crítico

1.5.3 Comparaciones con otras expresiones de literatura

En la literatura existen diferentes expresiones para estimar el factor de corrección de la velocidad FCV , cada una de estas expresiones fueron calculadas con diferentes hipótesis en los sistemas estructurales y con movimientos sísmicos de diferentes características. La figura 1.37a y b muestra las expresiones para calcular el FCV de cinco diferentes trabajos y se comparan con la expresión de esta investigación para una relación de amortiguamiento del 10 y 30%, respectivamente. La comparación se realiza con la Ec. (1.17) para la zona A (zona con terreno firme de este trabajo) debido a que la mayoría de las expresiones en la literatura se basan en movimientos registrados en terrenos más duros que los existentes en la ciudad de México. Además, la comparación se realiza para el caso del exponente de amortiguamiento igual a 1 debido a que la mayoría de los trabajos se basan en el caso lineal.

Las diferencias entre las expresiones se deben principalmente a la naturaleza de los acelerogramas, a la cantidad de movimientos, a su cercanía con la fuente sísmica y el tipo de suelo. En la figura 1.37 se presentan las expresiones propuestas por Saéz *et al.* (2014) y Sadek *et al.* (2000) las cuales muestran los FCV más altos, este efecto se debe a dos factores: 1) El periodo fundamental de suelo de los movimientos de catálogo chileno son mucho menores que los utilizados en el resto de los trabajos, 2) Los catálogos están compuestos en su mayoría por movimientos de fuente cercana los cuales tienen un efecto directo en la magnitud de los FCV .

La diferencia principal entre la propuesta de Santos *et al.* (2020) respecto a la expresión de este trabajo, es que en la Ec. (1.17) se agregaron movimientos de subducción e intraplaca al catálogo de movimientos sísmicos, mientras que el trabajo de Santos *et al.* (2020) solo considera movimientos de subducción. Por otro lado, la ecuación propuesta por Pekcan *et al.* (1999) busca generalizar una expresión para usarse en diferentes regiones, la expresión se calibró con movimientos sísmicos de diferentes partes del mundo (Japón, Turquía y EUA) y no tiene una distinción clara de movimientos de fuente cercana o lejana o tipo de suelo, esta es una de las causas que sus FCV tiendan a valores menores. Finalmente, Ramírez *et al.* (2000) presenta una expresión en las que no se distingue una diferencia clara de la velocidad y la pseudo velocidad, esto se debe principalmente al uso de sistemas inelásticos en los que la relación V/PSV oscila alrededor de 1 para $T > T_s$, además, en su catálogo no se utilizan

adicional de acuerdo con el procedimiento iterativo planteado por Ramírez *et al.* (2000) y Ruiz (2011, 2019).

3. Las pseudovelocidades para cada modo de vibración son estimadas a través de los desplazamientos espectrales multiplicados por la frecuencia natural de vibración y factorizadas por el factor de corrección de la velocidad. Además, se consideran todos los modos de vibración que contribuyen al menos el 90% peso sísmico.
4. Las fuerzas en el sistema de amortiguamiento se calculan con las velocidades corregidas y sin corregir, y se comparan contra la respuesta promedio de catorce análisis paso a paso no lineales. En los movimientos utilizados se consideran diez movimientos tipo subducción y cuatro de intraplaca.

1.6.2 Análisis dinámico paso a paso

Los análisis no lineales se realizaron con el programa de cómputo Ruaumoko 3D (Carr, 2003) en el que los edificios son modelados en tres dimensiones y son sometidos a dos componentes ortogonales del movimiento del terreno. Para ello, se generó un modelo tridimensional de elementos tipo barra para vigas y columnas; en ambos casos se utilizaron modelos de plasticidad concentrada para representar el comportamiento no lineal de los elementos. En las vigas se utiliza un modelo de Ramberg-Osgood con rotula plástica en el eje principal debida a flexión, en las columnas se tomó en cuenta la flexión en dos direcciones y su interacción con la carga axial, para el comportamiento no-lineal se consideró un modelo de Takeda modificado. Los dispositivos se modelaron con un elemento tipo “damper” con C y alfa calculados con el método simplificado propuesto por Ramírez (2000) y Ruiz (2011, 2019). En el análisis se toman en cuenta los efectos P-D y se considera 2% de amortiguamiento para todos los modos que contribuyen a la respuesta estructural a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh. Los apoyos de las columnas se consideran empotrados en la base.

1.6.3 Movimientos Sísmicos

Las características generales de los movimientos sísmicos se presentan en la tabla 1.3, los cuales fueron registrados en la zona B de la Ciudad de México con periodo dominante del

terreno igual a $T_s=1s$. Los primeros diez movimientos de la tabla 1.3 corresponden a sismos de subducción, mientras que los últimos cuatro corresponden con sismos de tipo intraplaca, en ambos casos las distancias epicentrales son menores a 700 km. Los movimientos fueron escalados con la media de intensidad promedio S_{avg} (Baker & Cornell, 2006) en un rango de promediación de $0.1T_e$ a $1.5T_e$ (NTC-Sismo, 2020) donde T_e es el periodo fundamental de la estructura

Tabla 1.3. Características de los movimientos sísmicos

Evento	Estación	Fecha	Magnitud
1	Lindavista	89/04/25	6.9
2	Escandón	89/04/25	6.9
3	Ángel Urraza	89/04/25	6.9
4	Xotepingo	89/04/25	6.9
5	Jardines de Coyoacán	89/04/25	6.9
6	Granjas	89/04/25	6.9
7	Escandón	95/09/14	7.3
8	Ángel Urraza	95/09/14	7.3
9	Alberca olímpica	95/09/14	7.3
10	Xotepingo	95/09/14	7.3
11	Escandón	99/15/99	7.0
12	Deportivo Reinosá	99/15/99	7.0
13	Ángel Urraza	99/15/99	7.0
14	Alberca olímpica	99/15/99	7.0

1.6.4 Datos de ejemplo

Se presenta un edificio de 20 niveles diseñado conforme a los lineamientos de las NTC-2020 y los procedimientos planteados por Ramírez (2000) y Ruiz (2013 y 2019) para el diseño del sistema de amortiguamiento. El sistema estructural está constituido por marcos rígidos conectados a momento, las columnas son de concreto reforzado y las vigas son de acero estructural, el sistema de piso es a base de vigas en sección compuesta. El sistema estructural se diseña para una fracción de 30% de amortiguamiento. La figura 1.38 muestra el espectro de diseño, el cual se calculó usando el factor de reducción por amortiguamiento β ($\zeta\%$) (Castillo y Ruiz, 2014; NTC-S-2020). La figura 1.39a, b, y c muestran las características en elevación y en planta, así como la localización del sistema de amortiguamiento, el análisis estructural se ejecutó en el software Etabs 16.1.2. En la tabla 1.4 se muestran las dimensiones finales de la estructura y en la tabla 1.5 los periodos y factores de participación de los tres primeros modos de vibración en cada dirección y que suman el 90% del peso efectivo modal. Los dispositivos se diseñan con una fracción de amortiguamiento de 28% y se considera que

el sistema estructural es capaz de proporcionar 2% de amortiguamiento inherente. En el proceso de diseño se consideran 4 dispositivos en cada dirección de análisis y en cada uno de los niveles. Se consideran los siguientes casos de estudio:

1. Caso 1. Sistema de amortiguamiento viscoso no lineal con $\alpha=0.1$
2. Caso 2. Sistema de amortiguamiento viscoso no lineal con $\alpha=0.8$
3. Caso 3. Sistema de amortiguamiento viscoso lineal con $\alpha=1.0$

Tabla 1.4. Dimensiones de columnas y vigas

Columnas de concreto		Vigas de acero			
nivel	dimensiones (m)	Dirección longitudinal		Dirección transversal	
nivel	dimensiones (m)	nivel	perfil	nivel	perfil
N1-N5	0.9x1.2	N1-N6	W27x84	N1-N5	W30x99
N5-N10	0.9x1.0	N7-N8	W24x76	N6-N10	W30x90
N10-N15	0.9x0.9	N8-N17	W24x68	N11-N15	W27x84
N15-N20	0.85x0.85	N18	W24x62	N16-N17	W27x76
		N19-20	W24x55	N18	W24x68
				N19-N20	W24x55

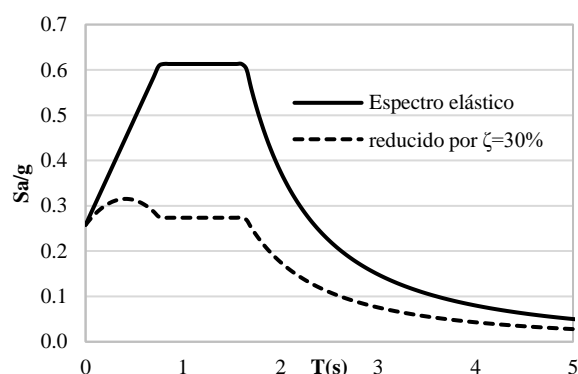


Figura 1.38. Espectro elástico y de diseño para la ubicación del edificio (zona B)

Tabla 1.5. Periodos y factores de participación para cada dirección de análisis

Periodos en la dirección longitudinal		Factor de participación	Periodos en la dirección transversal		Factor de participación
Modo	Periodo (s)		Modo	Periodo (s)	
Modo 1	3.86 s	1.345	Modo 1	3.17 s	1.407
Modo 2	1.35 s	-0.568	Modo 2	1.09 s	-0.641
Modo 3	0.74 s	0.383	Modo 3	0.64 s	0.398

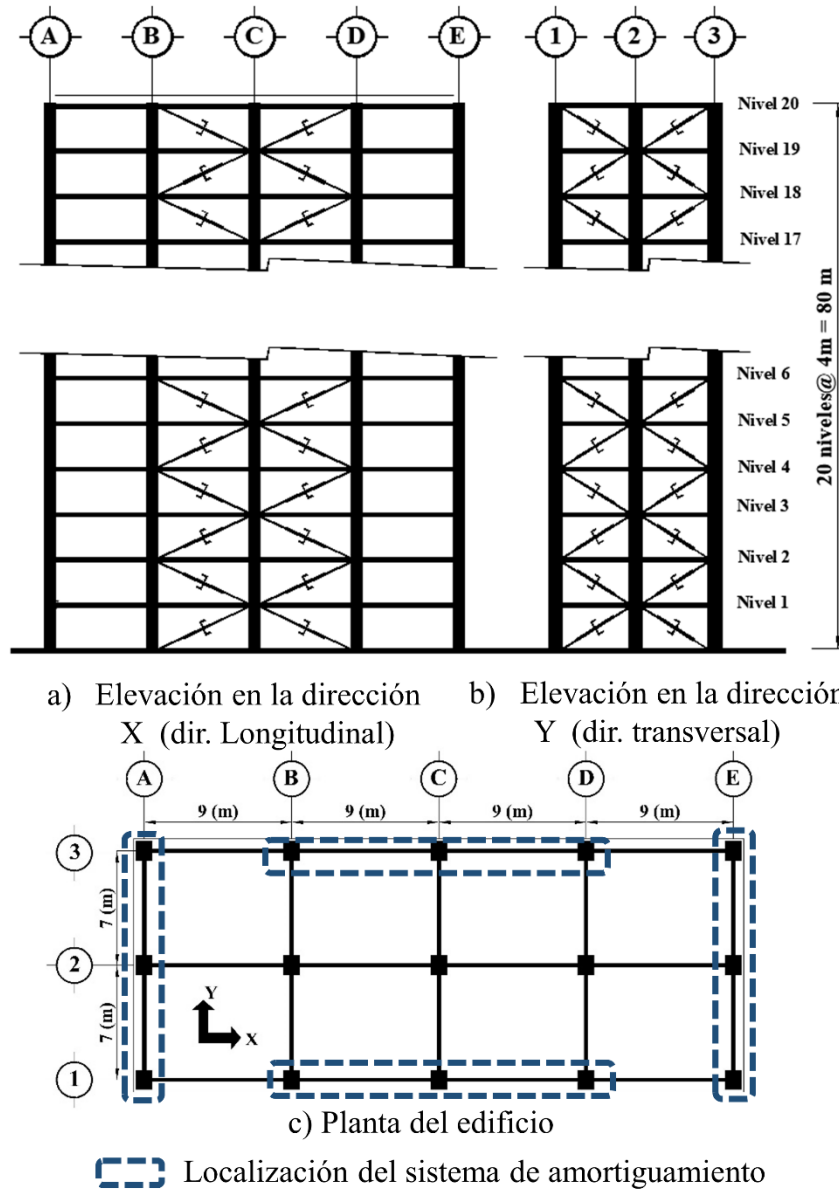


Figura 1.39. Características geométricas del ejemplo de aplicación. a) elevación en dirección longitudinal, b) elevación en dirección transversal, c) planta y localización del sistema de amortiguamiento.

En la tabla 1.6 se muestra el resumen del diseño del sistema de amortiguamiento que proporciona 28% de amortiguamiento adicional en el primer modo de vibración, además se muestran los *FCV* utilizando la propuesta de Santos *et al.* (2020) y la ec. (1.17). Por otro lado, se puede ver que el porcentaje de amortiguamiento en los modos superiores es mayor que el proporcionado en el modo fundamental. A partir de lo anterior, se pueden realizar las siguientes observaciones:

1. Para el segundo modo de vibración el porcentaje de amortiguamiento es mayor en sistemas viscosos con $\alpha=1$ respecto a los dos sistemas restantes, esto se debe a que se maximiza el trabajo realizado por el sistema de amortiguamiento, mientras que la componente que se relaciona con la energía de deformación del sistema estructural permanece constante. Lo anterior sólo se cumple cuando la contribución modal a la respuesta en velocidad es importante. La figura 1.40 muestra la pseudovelocidad espectral que le corresponde a los primeros 3 modos de vibración en cada dirección, de ella se puede ver que el segundo modo tiene la mayor pseudovelocidad espectral y que el tercer modo tiene una pseudovelocidad espectral similar al modo fundamental. Sin embargo, la respuesta estructural del sistema también depende del factor de participación del modo y del factor de corrección de la velocidad calculado con la ecuación (1.17) y que es mostrado en la quinta columna de la tabla 1.6 para cada dirección de análisis. Al combinar los 3 factores se obtiene la respuesta total en la azotea del sistema de múltiples grados de libertad. La figura 1.41 muestra el porcentaje en el que contribuye cada modo a la respuesta en velocidad, en ella se puede ver que el primer modo contribuye de 60 a 66 %, el segundo modo de un 25 a un 32% y todos los modos restantes en menos de 10%. Esto último permite realizar el diseño del sistema de amortiguamiento con tan sólo los dos primeros modos que contribuyen con más del 90% de la respuesta total.
2. Para el tercer modo de vibración, el menor porcentaje de amortiguamiento se da en sistemas con $\alpha=1$, esto se debe a que el trabajo realizado en el sistema de amortiguamiento se reduce porque la respuesta en velocidad del tercer modo contribuye con menos del 10% de la respuesta total de acuerdo con la figura 1.41. Por otro lado, el porcentaje de amortiguamiento del tercer modo en sistemas con $\alpha=0.1$ es el mayor de los tres casos presentados. Esto se debe a que se maximiza el trabajo realizado por el sistema de amortiguamiento ya que depende en mayor medida de la constante de amortiguamiento C que del valor de la velocidad del tercer modo.

Tabla 1.6. Cálculo del porcentaje de amortiguamiento y FCV para los primeros tres modos de vibración en cada dirección de análisis

Amortiguador viscoso no lineal con $\alpha=0.1$ and $C=58 \text{ ton (s/m)}^{\alpha}$						Amortiguador viscoso no lineal con $\alpha=0.1$ and $C=75 \text{ ton (s/m)}^{\alpha}$					
Dirección longitudinal						Dirección transversal					
Modo	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	FCV-S	FCV Ec.(1.17)	Modo	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	FCV-S	FCV Ec.(1.17)
1	117.84	33.54	28	1.83	2.28	1	152.8	43.42	28	1.66	2.041
2	101.33	25.06	32.2	1.09	1.24	2	92.37	18.2	40.4	0.98	1.098
3	28.62	2.78	82.1	0.81	0.87	3	21.3	2.1	80.7	0.76	0.806

Amortiguador viscoso no lineal con $\alpha=0.8$ and $C=605 \text{ ton (s/m)}^{\alpha}$						Amortiguador viscoso no lineal con $\alpha=0.8$ and $C=650 \text{ ton (s/m)}^{\alpha}$					
Dirección longitudinal						Dirección transversal					
Modo	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	FCV-S	FCV Ec.(1.17)	Modo	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	FCV-S	FCV Ec.(1.17)
1	118.18	33.54	28.04	1.83	2.19	1	152.75	43.42	28	1.66	1.97
2	137.87	25.06	43.8	1.09	1.23	2	108.73	18.2	47.5	0.98	1.10
3	21.3	2.78	61.1	0.81	0.88	3	18	2.046	70	0.76	0.82

Amortiguador viscoso lineal $C=1225 \text{ ton (s/m)}$						Amortiguador viscoso lineal con $C=1538 \text{ ton (s/m)}$					
Dirección longitudinal						Dirección transversal					
Modo	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	FCV-S	FCV Ec.(1.17)	Modo	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	FCV-S	FCV Ec.(1.17)
1	117.84	33.54	28	1.83	2.17	1	152.75	43.42	28	1.66	1.95
2	150.65	25.06	47.8	1.09	1.22	2	111.28	18.2	48.6	0.98	1.09
3	17.44	2.47	56.3	0.81	0.88	3	10.9	1.83	47.4	0.76	0.82

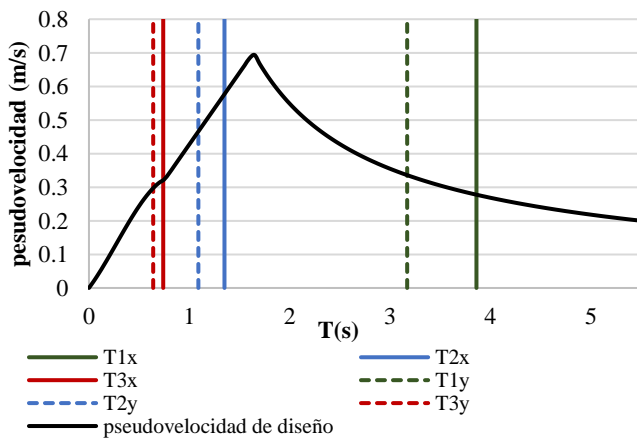


Figura 1.40. Espectro de diseño de pseudovelocidad (m/s^2)

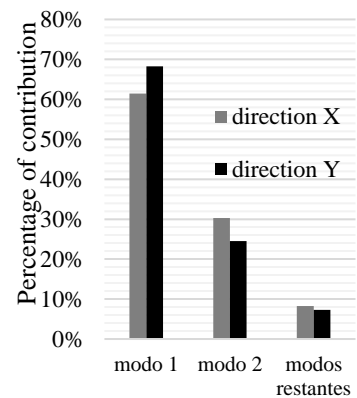


Figure 1.41. Contribución modal como porcentaje de la respuesta total para cada dirección de análisis.

En la figura 1.42 y 1.43 se muestran los perfiles de fuerza máxima que se desarrolla en el sistema de amortiguamiento para los tres casos de estudio. Los resultados se presentan considerando el *FCV* y alternativamente, sin considerarlo, y corresponden con la dirección de análisis Y (trasversal). La figura 1.42a, b y c muestra los perfiles de fuerza considerando únicamente la velocidad correspondiente al modo fundamental de vibración y corregidos por el *FCV* propuesto por Santos *et al.* (2020) y el indicado en la ecuación (1.17). De forma similar, la figura 1.43a, b y c muestra los mismos perfiles, pero tomando en cuenta la combinación SRSS de la velocidad del modo 1 y 2. Las figuras 1.42a y 1.43a muestran que en dispositivos con exponentes de amortiguamiento $\alpha=0.1$ no hay un efecto significativo en considerar el *FCV* o la contribución en velocidad de los modos superiores; las fuerzas en el sistema de amortiguamiento se mantienen cercanas a 600 kN. Por el contrario, en dispositivos con exponentes de amortiguamiento cercanos a 1 (ver figuras 1.42b y 1.43b) se observa que la componente de velocidad del segundo modo provoca que las fuerzas en el sistema de amortiguamiento crezcan en los entrepisos 1 a 7 y de 11 a 20; además, en la zona central del edificio (entrepisos 2 al 16) las fuerzas en los dispositivos crecen debido al *FCV* del primer modo de vibrar. En el perfil corregido por el *FCV* de Santos *et al.* (2000), el primero y los últimos 4 entrepisos no es significativo tomar en cuenta el *FCV*, esto último se debe a que el *FCV* para el segundo modo es cercano 1 y aunque el *FCV* del modo fundamental es 1.66 los entrepisos extremos concentran una velocidad relativa pequeña en este modo (ver figura 1.43b y 1.43c). Por otro lado, los perfiles calculados con la ecuación (1.17) muestran fuerzas mayores e incluso un efecto en los niveles superiores debido a la corrección de la velocidad del segundo modo de vibración, más adelante se mostrará la pertinencia de usar una u otra expresión.

De lo anterior, se puede concluir que a medida que crece el exponente de amortiguamiento, la velocidad tiene mayor importancia que la constante de amortiguamiento y la contribución de los modos superiores como el uso del *FCV* es relevante.

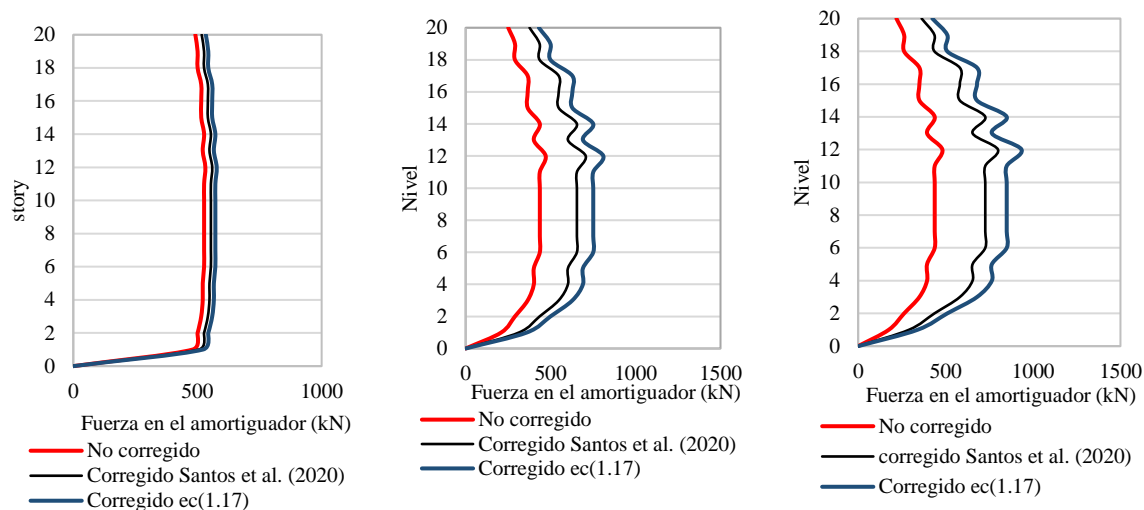


Figura 1.42. Perfil de fuerzas máximas corregidas y no corregidas de los amortiguadores considerando la respuesta del primer modo de vibración del ejemplo de aplicación. Los casos de estudio son: a) AVNL con $\alpha=0.1$, b) AVNL con $\alpha=0.8$ y c) AVL con $\alpha=1.0$

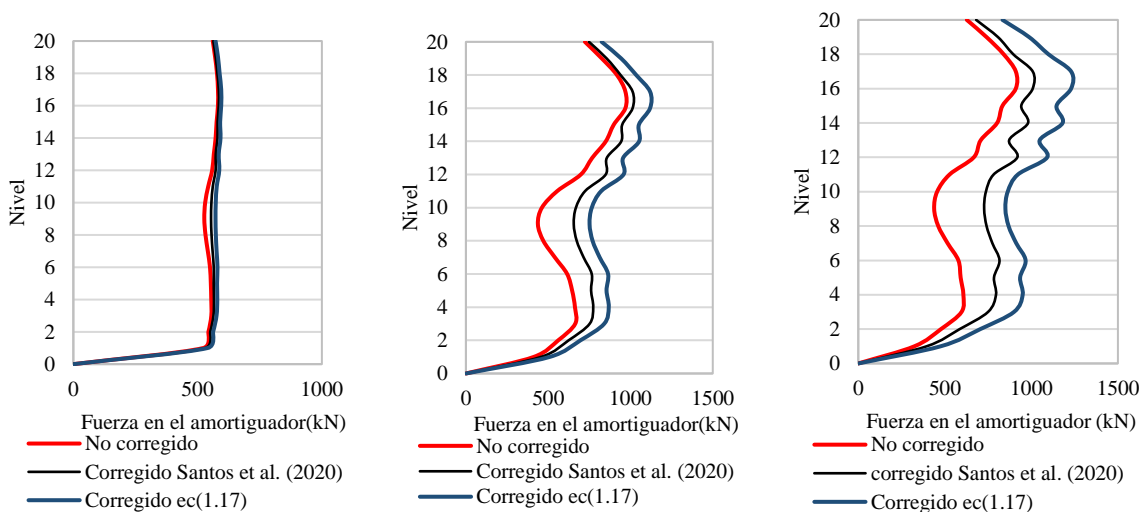


Figura 1.43. Perfil de fuerzas máximas corregidas y no corregidas de los amortiguadores calculada con la combinación SRSS de la respuesta del primer y segundo modo de vibración del ejemplo de aplicación. Los casos de estudio son: a) AVNL con $\alpha=0.1$, b) AVNL con $\alpha=0.8$ y c) AVL con $\alpha=1.0$

Para validar los comentarios previos, se realizaron 14 análisis paso a paso de acuerdo con lo indicado al inicio de esta sección. La figura 1.44 a, b y c muestran la respuesta de los tres casos de estudio. En ellas se muestra el perfil de fuerza máxima promedio de los cuatro dispositivos ubicados en cada entrepiso y para cada acelerograma, en línea punteada azul se

muestra el promedio de la respuesta de los catorce movimientos, en línea continua azul el perfil de fuerzas corregida con la ecuación (1.17) y en línea negra se muestra el perfil de fuerzas corregidas de acuerdo con Santos *et al.* (2020), ambos perfiles se obtuvieron con el método simplificado; finalmente, en línea roja el perfil de fuerza máxima en los dispositivos obtenido con el método simplificado y sin usar el FCV.

Para el Caso 1, se observa que las fuerzas promedio obtenidas de los 14 análisis paso a paso son similares a las obtenidas con el método simplificado, por lo que el método simplificado es suficientemente aproximado para estimar las fuerzas máximas en el sistema de amortiguamiento con α cercanos a 0.1. Para el caso 2 (figura 1.44b) se muestra que la fuerza corregida mediante el FCV de Santos *et al.* (2020) envuelve la respuesta promedio de los catorce movimientos hasta el nivel 17, en los tres últimos niveles las fuerza promedio excede en 41% la estimación obtenida con el método simplificado, mientras que al usar la ecuación (1.17) solo dos niveles está por debajo de la respuesta promedio y el porcentaje de excedencia es de 28%. Además, se hace ver que al no usar el FCV en el diseño del sistema de amortiguamiento, las fuerza pueden subestimarse en los entrepisos 6 a 14 desde un 3 hasta 55%.

Para el Caso 3, se observa que el perfil de fuerzas corregidas mediante el FCV de Santos *et al.* (2020) envuelve la respuesta promedio desde los entrepisos 3 a 10, sin embargo, se sobreestiman las fuerzas en el sistema de amortiguamiento en los pisos 11 a 20 desde un 15 hasta 65%, respectivamente. De forma similar, las fuerzas estimadas con la velocidad corregida por la ecuación (1.17) envuelve la respuesta máxima de todos los movimientos. Por el contrario, cuando no se utilizan los FCV la fuerza máxima en el sistema de amortiguamiento se subestima en los entrepisos 1 a 11 con valores desde un 15 hasta un 48% respecto al promedio de los análisis paso a paso.

Finalmente, del análisis anterior se concluye que los factores de corrección de la velocidad son necesarios para el cálculo de la fuerza máxima que puede desarrollar el sistema de amortiguamiento. El no considerar los factores de corrección durante el procedimiento de diseño puede subestimar las capacidades del amortiguador.

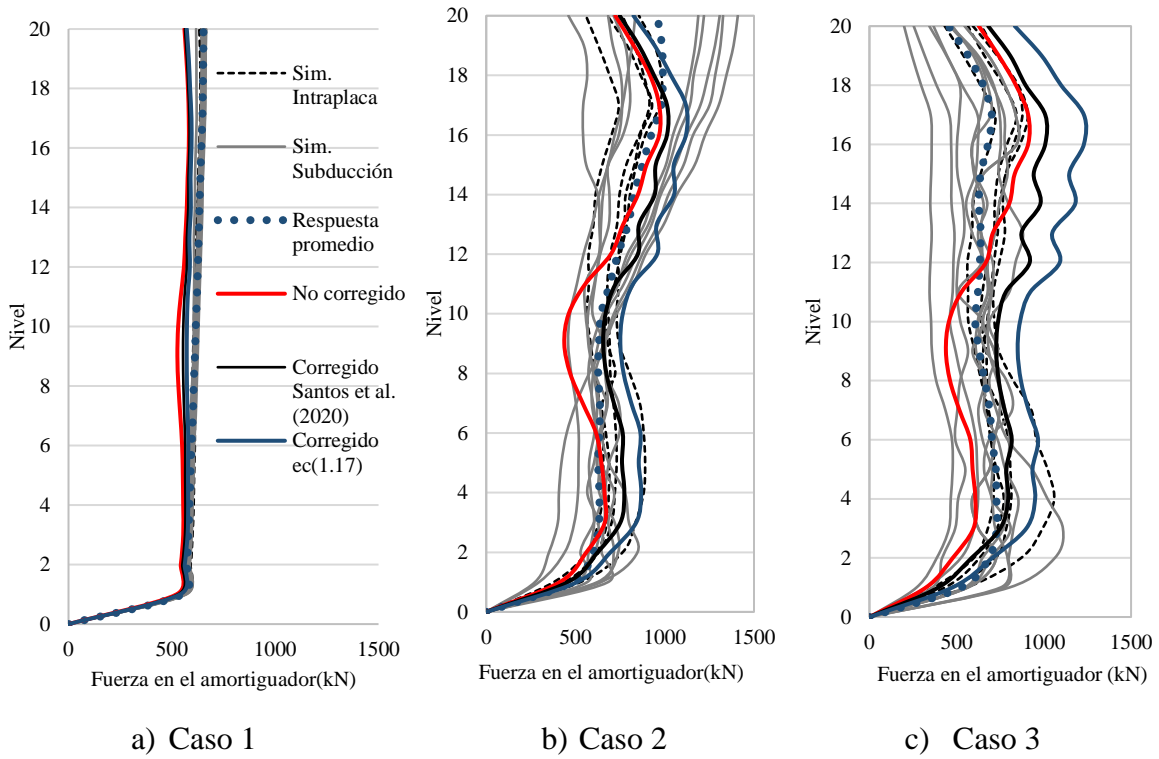


Figura 1.44. Comparación de la fuerza axial máxima en el amortiguador corregida y no corregida contra las fuerzas resultantes de diez análisis paso a paso no-lineales. Los casos de estudio son: a) AVNL con $\alpha=0.1$, b) AVNL con $\alpha=0.8$ y c) AVL con $\alpha=1.0$

1.7 Conclusiones de la Parte I

Se desarrolló una expresión matemática para calcular los factores de corrección de la velocidad (*FCV*) que son útiles para transformar las pseudovelocidades (que se calculan a partir del método modal espectral) a velocidades reales, correspondientes a dispositivos viscosos no lineales ubicados en estructuras que se localizan en diferentes tipos de suelo de la CDMX. Se hace énfasis en que se incluye el factor α como nuevo parámetro. Los parámetros de la expresión propuesta se calibran con 768 movimientos sísmicos de subducción e intraplaca y se clasificaron en 8 tipos de suelos con periodos dominantes de 0.5 a 4s.

Las principales conclusiones del estudio son las siguientes:

- Los movimientos asociados a eventos intraplaca contribuyen de forma significativa al factor de corrección *FCV* correspondientes a las zonas A, B, C (suelos firme y transición), mientras que para terrenos blandos (zona D, E, F, G y H), el *FCV* se rige por los movimientos causados por sismos de subducción.
- El exponente α tiene influencia en sistemas con porcentajes de amortiguamiento crítico mayores a 15%. Para porcentajes de amortiguamiento menores, el *FCV* es independiente del valor de α .
- No se detectó algún efecto del exponente de no linealidad en las respuestas de sistemas localizados en las zonas F, G y H de la CDMX.
- Los *FCV* son menores que 1.0 cuando $T < T_s$, y mayores que 1.0 cuando $T \geq T_s$.
- Es muy recomendable utilizar los *FCV* para estimar la velocidad real en los extremos del amortiguador. Con la velocidad real es posible calcular la fuerza máxima que desarrolla un amortiguador viscoso lineal o no lineal.
- Se recomienda usar los *FCV* para el cálculo de las fuerzas que desarrolla el sistema de amortiguamiento cuando $T > T_s$ en cualquiera de las ocho zonas del valle de México.
- Se recomienda considerar el efecto del exponente α para porcentajes de amortiguamiento crítico mayores a 15%, y para sistemas estructurales que se localicen en las zonas A, B, C, D y E.

- Mediante un ejemplo de aplicación se evalúa la influencia de los factores de corrección de la velocidad en la fuerza máxima que desarrolla el sistema de amortiguamiento de un edificio de 20 niveles. Los amortiguadores fueron diseñados para proporcionar un porcentaje de amortiguamiento crítico de 28% en el modo fundamental de vibración y se consideraron dispositivos con α igual a 0.1, 0.8 y 1.0. El análisis del edificio de 20 niveles muestra que al no considerar los *FCV* se pueden subestimar las fuerzas que desarrolla el sistema de amortiguamiento. Por otro lado, el análisis de los modos superiores de vibración permite identificar los entresijos críticos que puede someter a los dispositivos a grandes fuerzas (especialmente AVL con $\alpha \approx 1$). Los dispositivos localizados en estas zonas pueden maximizar la disipación de energía y el porcentaje de amortiguamiento de los modos de vibración. En el ejemplo de aplicación, los amortiguadores que contribuyen al primer modo son los *que* se localizan en los pisos centrales (5 al 13), mientras, que los amortiguadores que contribuyen al modo 2 son los ubicados en los últimos 6 entresijos.
- Se identificó que los amortiguadores no lineales con α cercano a 0.1 pueden limitar la fuerza que se induce a los marcos, por otro lado, son los que proporcionar un mayor amortiguamiento a los modos superiores de vibración cuando la respuesta en velocidad de estos modos no es significativa.

Referencias parte I

- Adachi, F., Fujita, K., Tsuji, M., & Takewaki, I. (2013). Importance of interstory velocity on optimal along-height allocation of viscous oil dampers in super high-rise buildings. *Engineering Structures*, 56, 489–500. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.036>
- American Society of Civil Engineers. (2017). ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. In ANSI/ASCE Standard. <https://doi.org/10.1061/9780872629042>
- Andrade Sanchez, E. (2018). *Factores de corrección de espectros de pseudovelocidad y de pseudoaceleración, correspondiente a movimientos sísmicos registrados en la Ciudad de México a partir de 1993*. Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
- ASCE-7-10. (2010). ASCE SEI 7-10. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
- Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2006). Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), 1077–1095. <https://doi.org/10.1002/eqe.571>
- Carr, A. J. (2003). RUAUMOKO The Maori God of Volcanoes and Earthquakes. Volume 3: User Manual for the 3-Dimensional Version. Ruumoko3D, 3, 152.
- Castillo, T., & Ruiz, S. E. (2014). Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 18(3), 323–349. <https://doi.org/10.1080/13632469.2013.860932>
- Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press.
- FEMA-273. (2000). NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Federal Emergency Management agency*. <https://doi.org/10.1193/1.1586092>
- Lin, W. H., & Chopra, A. K. (2002). Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(9), 1623–1642. <https://doi.org/10.1002/eqe.179>
- Mendoza Abundis, I. J. (2019). *Cocientes de espectros de respuesta para sistemas con amortiguamiento viscoso no lineal en distintas zonas de la Ciudad de México*. Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
- NTC-Sismo. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*
- NTC-Sismo. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. 6–105.

- Palermo, M., Silvestri, S., Landi, L., Gasparini, G., & Trombetti, T. (2016). Peak velocities estimation for a direct five-step design procedure of inter-storey viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(2), 599–619. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9829-8>
- Palermo, M., Silvestri, S., & Trombetti, T. (2017). On the peak inter-storey drift and peak inter-storey velocity profiles for frame structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 94(January), 18–34. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.12.009>
- Pekcan, G., Manders, J. B., & Chens, S. S. (1999). Fundamental considerations for the design of non-linear viscous dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28, 1405–1425. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199911\)28:11<1405::AID-EQE875>3.0.CO;2-A](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11<1405::AID-EQE875>3.0.CO;2-A).
- Rajeswaran, G., & Wijeyewickrema, A. C. (2020). Peak Velocity of Viscous Dampers for Direct Displacement Based Design of RC Moment Resisting Frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 00(00), 1–34. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1825299>
- Ramirez, O., Constantinou, M., Kitcher, C., Whittaker, A. S., Johnson, M. W., Gomez, J., & Chrysostomou, C. (2000). *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*.
- Ruiz Gómez, S. E. (2011). *Recomendaciones para diseño de edificios con disipadores de energía (en el marco de las NTCDS del RCDF) con Comentarios*. Serie Investigación y Desarrollo, SID 667, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Ruiz, S. E. (2019). *Comentarios al Apéndice B (Edificios con Disipadores de Energía Sísmica) de las NTCDS-2017 (I. de I. UNAM (ed.))*. Serie Investigación y Desarrollo.
- Ruiz, S. E., Orellana, M., y Santos, M. (2021). *Factores de Reducción de Espectros para Diseño de Estructuras con Amortiguamiento Suplementario de Tipo Viscoso No Lineal*. Informe para el Instituto de Seguridad para las Construcciones
- Sadek, F., Mohraz, B., & Riley, M. A. (1999). Linear Static and Dynamic Procedures for Structures with Velocity-Dependent Supplemental Dampers. In *Building and Fire Research Laboratory*, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:8\(887\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:8(887))
- Sáez, A., Moroni, M. O., & Sarrazin, M. (2012). Contributions to the Chilean code for seismic design of buildings with energy dissipation devices. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Sáez, A., Moroni, M. O., & Sarrazín, M. (2014). Correction factor for estimating the maximum relative velocity based on pseudo velocity. *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.4231/D37P8TD7X>
- Samaras, E., Shinozuka, M., & Tsurui, A. (1985). ARMA Representation of Random Processes. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(3), 449–461.

Santos-Santiago, M. A., Ruiz, S. E., & Valenzuela-Beltrán, F. (2020). Influence of Higher Modes of Vibration on the Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Viscous Dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 26 (8), 3914-3937. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1822223>

Schmidt, V. y Quirós, C. (2007). *Caracterización de los registros acelerográficos obtenidos en el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica*. *Ingeniería*, 17 (1), 27-41.

Song, J., Chu, Y.-L., Liang, Z., & Lee, G. (2007). Estimation of peak relative velocity and peak absolute acceleration of linear SDOF systems. *Earthquake Engineering & Engineering Vibration*, 6(1), 1–10.

Terenzi, G. (1999). Dynamic of SDOF Systems with nonlinear viscous damping. *Journal of Engineering Mechanics*, 125(8), 956–963.

Xie, R., Rodgers, G. W., Sullivan, T.J. (2021). Effect of damper sub-system stiffness on the response of a single degree of freedom system equipped with a viscous damper, *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1911879>.

PARTE II. Diseño óptimo de edificios con amortiguadores viscosos no lineales sometidos a viento y sismo

Los resultados de este capítulo se publicaron en el siguiente artículo (ver anexo B):

Santos-Santiago, M. A., Ruiz, S. E., & Cruz-Reyes, L. (2022). Optimal Design of Buildings under Wind and Earthquake, Considering Cumulative Damage. *Journal of Building Engineering*. 56, 104760 <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104760>

2.1 Introducción

En la actualidad, el diseño sísmico de las estructuras se realiza considerando parámetros ingenieriles relacionados con la fuerza resistente y la limitación de daños a través del control de desplazamiento, mediante estos parámetros también se busca controlar la respuesta de los componentes no estructurales, sin embargo, estos parámetros en ocasiones no son suficientes para transmitir a los tomadores de decisión cual será el desempeño real de las estructuras. Por lo anterior, en la nueva generación de lineamientos de diseño sísmico se busca tomar en cuenta no solo el desempeño estructural, sino las consecuencias de otro tipo (p. ej. Económicos, ambientales, etc) debido a daños estructurales y no estructurales, tales

como las pérdidas anuales esperadas y el costo total esperado en su vida útil (Cornell *et al.* 2002; FEMA P58, 2012; FEMA P58, 2018), de esta forma se les informa a los tomadores de decisión las consecuencias de las distintas consideraciones en el diseño. Para la adecuada evaluación de dichas pérdidas es necesario considerar todas las variables que puedan influir en la toma de decisiones (Wen, 2000; Li y Ellingwood, 2009; Yang *et al.* 2009; Kappes *et al.* 2012; Ramírez y Miranda, 2012; Jaimés *et al.* 2015; Porter *et al.* 2015; Guerrero *et al.* 2017; Huang, 2017; Ierimonti *et al.* 2017; Mahmoud y Cheng, 2017; Nikellis *et al.* 2019; Papadopoulos *et al.* 2019); algunas de estas variables muchas veces se ignoran, tales como:

a) La ocurrencia de múltiples amenazas; que ocurre, por ejemplo, cuando un edificio con ciertas características que se localiza en un sitio que presenta un alto peligro sísmico, también presenta un alto peligro eólico;

b) La acumulación del daño en los elementos estructurales debida a la ocurrencia de movimientos sísmicos intensos, lo que es común que ocurra en ciudades donde no se tiene la cultura de dar mantenimiento a su infraestructura y/o a su vivienda;

c) La salida de operación (downtime) que se presenta en los edificios durante el tiempo de su reparación, después de que sufrieron daño estructural y no estructural; estas pueden tener un impacto económico y/o social debido a la pérdida de funcionalidad de la infraestructura o edificio, aun cuando los daños pueden ser bajos.

d) Los costos de reparación asociados a que la estructura exceda cierto nivel de desempeño, o bien, los costos asociados a la demolición y reconstrucciones de estructuras que sufrieron daños significativos durante un sismo y no es económicamente factible repararlos.

Los puntos anteriores no solo afectan los niveles de seguridad de la estructura, también pueden tener un impacto en los costos de inversión y en las primas de seguros de los edificios.

Respecto al inciso *a* del párrafo anterior, la gran mayoría de las estructuras están sujetas a múltiples amenazas que pueden ocurrir durante su vida útil, su ocurrencia puede ser simultánea, en cascada (uno consecutivo de otro) o bien ser independientes entre sí, por ejemplo: sismo y viento. Estas últimas, tradicionalmente se ha evaluado de forma independiente y se acepta que el diseño es apropiado cuando se cumplen los requisitos del código de construcción para cada amenaza o se elige al más severo y se considera que es el

que rige el diseño; sin embargo, al final de un periodo de tiempo las pérdidas económicas pueden ser muy diferentes si se consideran ambos escenarios. Para ejemplificar este fenómeno, en la figura 2.1 se muestra de forma esquemática macro modelos de amenaza (Wen, 2000) en donde se puede ver la ocurrencia de aceleraciones máximas del terreno (ver Fig. 2.1a), la ocurrencia de velocidades de viento relevantes en un periodo de tiempo (ver Fig. 2.1b), las pérdidas asociadas a cada evento y el acumulado al considerar amenazas combinadas o sin combinar. De esta figura se puede comentar que los escenarios de pérdida al final del periodo de tiempo pueden ser muy diferentes si se considera una amenaza o ambas, y en consecuencia pueden afectar algunos parámetros de decisión en términos económicos.

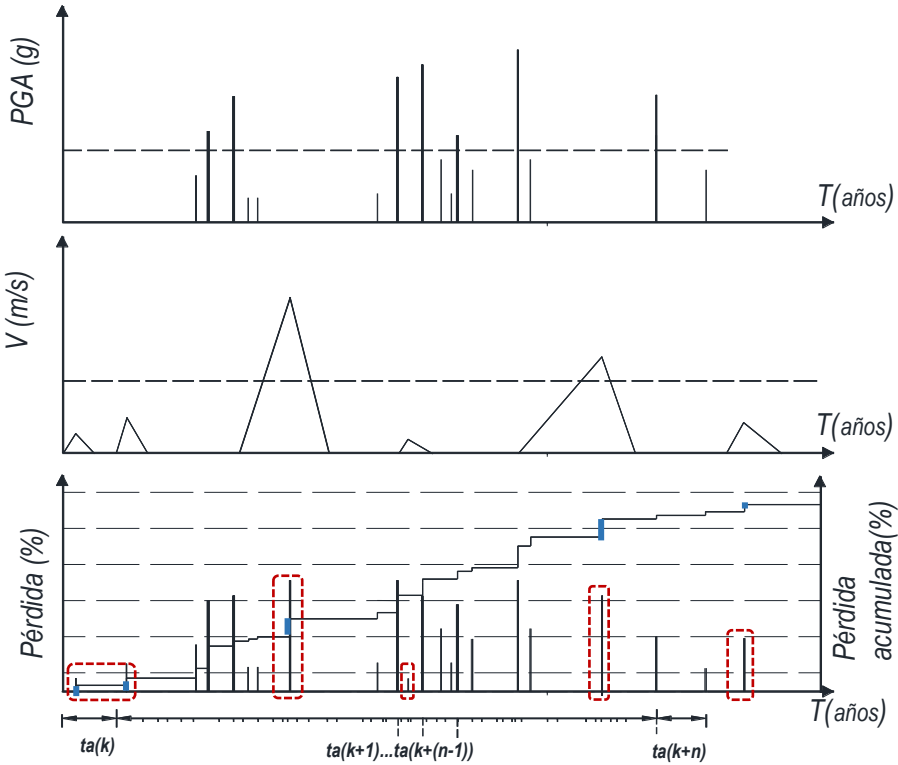


Figura 2.1. Diagrama de pérdidas debido a viento y sismo

A partir del comentario anterior, resulta relevante conocer los diferentes escenarios de pérdidas económicas de edificios ante diferentes amenazas e identificar las variables que más contribuyen a reducir el riesgo y las pérdidas.

2.1.1 Antecedentes

El diseño multi-amenaza no es un concepto nuevo, en los últimos años se han estudiado diferentes formas de abordar el problema, desde cómo considerarlo explícitamente en el diseño hasta cómo comunicar a los tomadores de decisión (desarrolladores, aseguradoras, gobierno, etc) el impacto que tiene en las estructuras e infraestructura (Bruneau *et al.* 2017). En la mayoría de los trabajos encontrados en la literatura (Li y Ellingwood, 2009; Kappes *et al.* 2012; Li *et al.* 2012; Fischingerm *et al.* 2014; Gardoni y LaFave, 2016; Bruneau *et al.* 2017; Huang, 2017; Mieler y Mitrani-Reiser, 2018) se discute respecto a cuál es la variable para medir y comparar el riesgo en estructuras sometidas a amenaza múltiple. Las discusiones se basan en el hecho de que la respuesta de interés de una estructura sometida a una amenaza u otra puede ser muy diferente y no comparable, además, los componentes susceptibles al daño tienen mecanismos de falla diferentes. Finalmente, la frecuencia con la que ocurren los eventos puede tener un impacto significativo en el riesgo (Kappes *et al.* 2012; Li *et al.* 2012; Fischingerm, 2014; Gardoni y LaFave, 2016).

Algunos trabajos proponen como medida del riesgo estimar la probabilidad de excedencia anual de diferentes umbrales de daño estructural (Li y Ellingwood, 2009; Jaimes *et al.* 2015); sin embargo, al comparar estos umbrales no es posible conocer explícitamente los niveles de daño o pérdida en componentes no-estructurales u otro tipo de pérdidas indirectas. Otras líneas de investigación se enfocan en métodos que permiten estimar el costo total en el ciclo de vida de estructuras sometidas a riesgo múltiple (Wen, 2001; Ierimonti *et al.* 2017; Mahmoud y Cheng, 2017; Tathagata y Marsagar, 2019), los mismos trabajos establecen que una de las mejores métricas para medir y comparar el riesgo es calcular las pérdidas ocasionadas por una u otra amenaza.

Por otro lado, son pocos los estudios que se han enfocado en la evaluación de pérdidas considerando el daño acumulado en las estructuras (Kong y Frangopol, 2003; Esteva *et al.* 2015). La mayoría de ellos (Krawinkler y Zohrei, 1983; Torres y Ruiz, 2007; Tolentino y Ruiz; 2015) evalúan el daño acumulado desde el punto de vista de la confiabilidad estructural o respecto al incremento de la respuesta estructural con fines de implementar programas de mantenimiento. Algunos trabajos (Jalayer y Ebrahimian, 2017; Papadopoulos y Bazurro, 2021) realizan evaluaciones detalladas en el incremento de parámetros de decisión (por

ejemplo, la pérdida anual esperada (PAE) o la tasa de excedencia anual de las pérdidas, etc.) en edificios que acumulan daño por efecto de réplicas. Los resultados de estos autores muestran que no es suficiente con tomar en cuenta sólo el movimiento sísmico principal ante la ocurrencia de sismos intensos.

Una variable más que puede influir en la toma de decisiones es la pérdida económica debida a la interrupción de operaciones (downtime). Esta última es un componente esencial en la “estimación de pérdidas” de estructuras importantes (infraestructura, edificios altos, hospitales etc), además, es uno de los componentes con más incertidumbre de cuantificar (Comerio, 2006). La mayoría de los estudios evalúan fuentes racionales que generan la interrupción de actividades por ejemplo el tiempo de reparación, o el costo asociado a la inactividad (Molina *et al.* 2015). El FEMA P58 (2018) presenta una herramienta para determinar el tiempo de reparación de componentes dañados por sismo, sin embargo, pocos estudios se han centrado en estudiar la interrupción de actividades que se genera en los edificios debido a la pérdida de operación por acciones de viento (Cui y Caracoglia, 2020). Este tema también se aborda en esta tesis.

2.1.2 Objetivo de la Parte II

El objetivo del presente trabajo es establecer un procedimiento para obtener el diseño óptimo de un edificio con amortiguadores viscosos sometidos a amenaza múltiple (sismo y viento), evaluando diferentes aspectos que pueden contribuir a la modificación de las variables de decisión.

2.2. Conceptos fundamentales

Una metodología que ha tenido gran aceptación para la estimación de pérdidas es la formulación del PEER (Cornell, 2002, FEMA P58), debido a que es posible estimar la contribución de todas las variables que contribuyen al riesgo e identificar el peso que tienen, además de que es posible separar las fuentes de amenaza. La Ec. (2.1) muestra la forma generalizada de la metodología.

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV|DM)dG(DM|EDP)dG(EDP|IM)d\lambda(IM) \quad (2.1)$$

donde:

DV es la variable de decisión

$\lambda(DV)$ es la tasa de excedencia anual de la variable de decisión

IM es la medida de intensidad de la amenaza en estudio

EDP el parámetro de demanda estructural

DM es la medida del daño

$G(x|y)$ es la probabilidad condicional de la distribución acumulada complementaria de que un valor X exceda un valor específico x , dado un valor de intensidad $Y = y$

$\lambda(IM)$ representa la tasa de excedencia anual de la amenaza

La Ec. (2.1) implica resolver las siguientes fases: 1) análisis de amenaza (en este estudio se considera conocido y puede ser sismo o viento), 2) cálculo de la respuesta estructural y análisis de daños, 3) análisis de pérdidas, consecuencias u otras variables de decisión. Además, se puede realizar una optimización del costo total en el ciclo de vida, la figura 2.2 muestra el diagrama de este procedimiento.

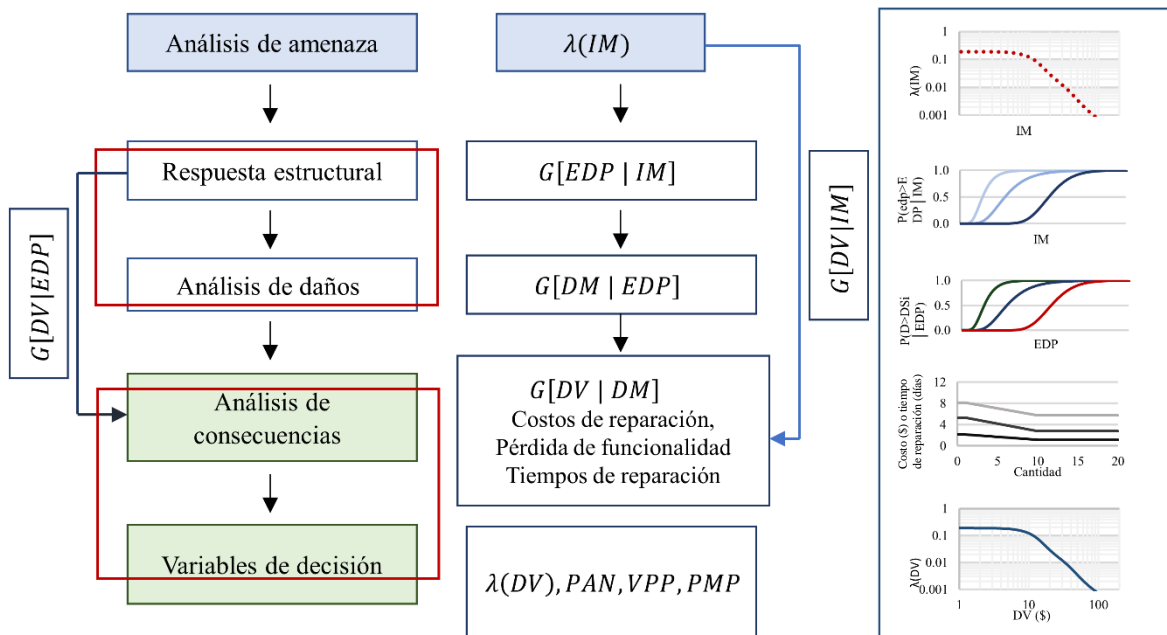


Figura 2.2. Diagrama de flujo de evaluación de pérdidas (FEMA P-58)

A partir de una variante de la Ec. (2.1) es posible establecer el valor esperado de las pérdidas para un edificio, dado que se presentó una intensidad IM en el sistema estructural (Ec. 2.2), como sigue:

$$E(L_T|IM) = \int_0^{\infty} E[L_j|EDP] |dP(EDP_j > edp_j|IM)| \quad (2.2)$$

donde:

IM es la medida de intensidad de la amenaza y depende de las condiciones donde se ubica la estructura

$E[L_j|IM]$ es el valor esperado de las pérdidas dado que se presentó un nivel de intensidad en el sistema estructural.

$E[L_j|EDP]$ es el valor esperado de la pérdida dado un parámetro de respuesta estructural EDP .

$P(EDP_j > edp_j|IM)$ es la probabilidad de exceder el parámetro edp_j del componente j dada la intensidad IM .

$E(L_T|IM)$ es una variable de decisión que es dependiente de la intensidad de la amenaza, por esta razón tiene una aplicación limitada en el enfoque multi-variado.

Existen líneas de investigación que se han centrado en la optimización y agrupación de los componentes para reducir los tiempos de cómputo que implica la integración numérica de las Ec. (2.1) y Ec. (2.2) (Yang *et al.* 2009; Papadopoulos *et al.* 2019), además de plantear funciones directas en la variable de decisión y el parámetro de respuesta estructural.

Una forma de tomar en cuenta que las pérdidas pueden modificarse en función de la frecuencia con la que ocurren los eventos en un sitio determinado, es a través de la pérdida anual esperada (PAE). Esta última permite establecer un parámetro de comparación ante múltiples amenazas. La pérdida anual esperada (PAE), representada en la Ec. (2.3), se calcula mediante la integración de la función de la pérdida esperada dada una intensidad $E(L_T|IM)$ sobre todas las posibles intensidades sísmicas, que en la Ec. (2.3) se representa como la derivada de la curva de peligro $\left| \frac{d\lambda_{IM}}{dIM} \right|$, como sigue:

$$PAE = \int_0^{\infty} E(L_T|IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM \quad (2.3)$$

PAE representa el flujo anual futuro por el concepto de pérdidas debidas a una amenaza y toma en cuenta los costos de reparación, de colapso, y daños en componentes no-estructurales. Estos flujos deben evaluarse en un periodo de tiempo y llevarse al valor presente neto de los flujos futuros. Esta se calcula como:

$$VPN(A) = A \left[\frac{1 - \frac{1}{(1+i)^t}}{i} \right] \quad (2.4)$$

donde:

A es el flujo futuro que se lleva al presente

i es la tasa de descuento

t es la ventana del tiempo en el que se realiza la evaluación

De forma similar a la Ec. (2.3) se calcula el tiempo anual de reparación el cual representa el número de días por año en la vida útil de la estructura que se emplea en realizar las reparaciones. El tiempo de reparación anual esperado se calcula como:

$$TRA E = \int_0^{\infty} E(TR|IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM \quad (2.5)$$

donde $E(TR|IM)$ es el tiempo esperado de reparación dada la intensidad.

Así mismo, es posible obtener el costo total en el ciclo de vida, en el cual se toman en cuenta los costos iniciales (*CI*) de la estructura y el valor presente de las pérdidas futuras (*VP*), como sigue:

$$E[CT(d_i, t)] = CI + VP \left[\int_0^{\infty} E(L_T|IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM \right] \quad (2.6)$$

donde d_i es el edificio *i* en el cual se cumplen ciertas condiciones de diseño

Por otro parte, la variable de decisión *PAE* está asociada a una probabilidad de excedencia específica de las funciones de pérdidas $F_L(l | IM_i)$. Para tomar en cuenta la incertidumbre asociada a cada uno de los valores de esta función se calcula la tasa de excedencia anual de las pérdidas como (Ramírez y Miranda, 2012):

$$P(L_T > l) \approx \lambda(L_T > l) = \int_0^{\infty} P(L_T > l | IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM \quad (2.7)$$

$P(L_T > l)$ es la probabilidad de que cierto valor de pérdida sea mayor que l .

$\lambda(L_T > l)$ es la tasa de excedencia anual de que un valor de pérdida sea mayor que l .

$P(L_T > l | IM)$ es probabilidad condicional de exceder un valor de pérdida l dado un nivel de intensidad

La Ec. (2.7) proporciona el número de veces por año que puede ser excedido cierto valor de pérdida. De forma similar a la Ec. (2.6) se plantea la Ec. (2.8) la cual permite establecer un enfoque multi-variado.

$$E[LCC(d_i, t)] = CI + VP \left[\int_0^{\infty} E(L|IM_1) \left| \frac{d\lambda IM_1}{dIM_1} \right| dIM_1 \right] + PV \left[\int_0^{\infty} E(L|IM_2) \left| \frac{d\lambda IM_2}{dIM_2} \right| dIM_2 \right] \quad (2.8)$$

La evaluación por desempeño estructural (FEMA P-58) en términos de una pérdida esperada puede realizarse mediante los siguientes tres criterios: a) basada en intensidad, b) basada en un escenario, o c) basada en todos los sismos probables que puedan ocurrir en un periodo de tiempo.

2.2.1 Costos locales equivalentes

Debido a que el presente estudio considera datos implícitos en el documento FEMA P-58, es necesario realizar la conversión de costos asociados con procesos constructivos, materiales y mano de obra propios de USA a los equivalentes de México. Esto se realiza de

acuerdo con el planteamiento de Porter (2015) y Papadopoulos *et al.* (2019). Se considera que los costos locales se pueden calcular a partir de relaciones del costo esperado entre los materiales y la mano de obra de una ciudad a otra, como sigue:

$$C_{repair\ local}^i = C_{repair\ US}^i [(1 - f_{lab})r_{mat} + f_{lab}r_{lab}] \quad (2.8)$$

donde f_{lab} es el coeficiente que representa la fracción del costo de reparación correspondiente a la mano de obra; r_{mat} es la relación del costo de los materiales local/USA; r_{lab} es la relación del costo horario de la mano de obra local/USA.

La desviación estándar de los costos de reparación en el contexto local se calcula como sigue:

$$\sigma_{i,d(local)} = \sigma_{i,d(US)} \frac{m_{id\ local}}{m_{id(USA)}} \quad (2.9)$$

donde $\sigma_{i,d(local)}$ es la desviación estándar del costo de reparación en el contexto local, $\sigma_{i,d(USA)}$ es la desviación estándar de los costos de reparación del FEMA P-58, m_{id} es el costo medio de reparación. Por otro lado, debido a que la base de datos se generó en el año 2012, se requiere un ajuste debido a la inflación en USA desde 2012 hasta el año en el que se realiza la evaluación. El valor futuro de los costos se puede calcular como:

$$VF = (1 + r)^n x VA \quad (2.10)$$

donde VF es el valor futuro del costo de reparación (costo actualizado al momento de la evaluación), VA es el valor actual del costo de reparación del componente (costo 2012), r es la tasa de interés; para este caso es la tasa promedio anual de inflación de 2012 al año actual, y n es el número de años (2012 a 2021). La tasa media anual de inflación registra en USA de 2012 a 2021 es aproximadamente igual a 1.77%. Al sustituir los valores en la Ec. (2.10) resulta que el valor futuro de costos de reparación es 1.177 veces el valor indicado en la base de datos del FEMA P58.

A partir de la Ec. (2.8) y Ec. (2.9) se calcula la conversión de costos para México y se toma como ciudad de referencia la Ciudad de México (CDMX). Con base en el trabajo de Turner and Townsend (2019) aquí se calculan las relaciones r_{mat} y r_{lab} para la ciudad de San Francisco, California y la CDMX. En la Tabla 1 se muestran los factores de conversión que

incluyen la conversión de costos y la inflación. En el presente trabajo se adoptaron las relaciones f_{lab} recomendados por Porter *et al.* (2015).

Table 2. 1. Factores de transformación del costo (EUA/México)

F_{lab}	Componente	Factor de transformación del costo (CDMX/San Francisco)	Factor de transformación, incluyendo la inflación	
0.1	Reemplazo	1. Inst. Hidrosanitarias	0.34	0.4
		2. Equipo HVA y sus instalaciones	0.42	0.49
		3. Inst. eléctricas	0.36	0.43
0.5	Reemplazo	1. Estructura	0.5	0.59
		2. Fachada	0.31	0.36
		3. Componentes arquitectónicos	0.35	0.41
0.9	Reparación	1. Estructura	0.26	0.31
		2. Fachada	0.22	0.26
		3. Componentes arquitectónicos	0.23	0.27
		4. Inst. Hidrosanitarias	0.22	0.25
		5. Equipo HVA	0.22	0.26
		6. Inst. eléctricas	0.22	0.26

Para el caso de viento, se calcularon los costos de reemplazo de los componentes de fachada para fuerzas fuera del plano, debido a que el FEMA P-58 solo considera fragilidades debidas a distorsión en el plano de los cristales, más adelante se discuten las consideraciones que se tomaron en la evaluación de la fachada.

2.2.2 Evaluación del daño acumulado debido a sismo

Con el fin de considerar el daño que acumulan las estructuras debido a múltiples eventos sísmicos que ocurren a lo largo de su vida útil, es necesario, en primer lugar, simular secuencias de movimientos sísmicos que podrían generar daño en el sistema estructural. Posteriormente, evaluar la respuesta estructural de los sistemas mediante análisis paso a paso usando las secuencias sísmicas, y finalmente, se ejecuta un análisis dinámico incremental (ADI).

A continuación, se muestran los pasos del procedimiento implementado en el presente estudio (Tolentino y Ruiz, 2014):

1. Para tomar en cuenta que múltiples eventos pueden ocurrir durante la vida útil de una estructura, se simulan tiempos de espera en un periodo de 50 años bajo las siguientes consideraciones: a) la ocurrencia de eventos sísmicos se considera como eventos independientes de Poisson, b) los tiempos de espera entre eventos se considera que siguen una distribución de tipo exponencial con tiempos de espera medio de 5 años.
2. Para simular intensidades sísmicas se utilizó el método de transformación inversa (Rubinstein y Kroese, 2017). En este método se considera que y es una variable que pertenece a una función de distribución de probabilidad acumulada (FDA), $F_Y(y)$. Considerando que la función $F_Y(y)$ es no decreciente, su función inversa está definida por $F_Y^{-1}(U)$, donde la variable U está dada por valores que siguen una distribución de tipo uniforme en el intervalo (0,1), tal que se cumpla:

$$Y = F_Y^{-1}(U) \quad (2.11)$$

donde Y pertenece a la función de distribución acumulada $F_Y(y)$. Por lo tanto, se puede establecer la siguiente igualdad:

$$P(Y \leq y) = P[F_Y^{-1}(U) \leq y] = P[U \leq F_Y(y)] = F_Y(y) \quad (2.12)$$

De esta manera se puede obtener un valor y de una variable aleatoria Y , a partir de la función inversa $Y = F_Y^{-1}(U)$. La figura 2.3a muestra el procedimiento de transferencia de la función U a Y . Las intensidades corresponden con el mismo número de tiempos de espera simulados.

3. Por otro parte, si se considera que los eventos sísmicos pueden modelarse como procesos independientes de Poisson, es posible establecer la función de transferencia como la función de distribución acumulada tipo exponencial:

$$F_T(t) = 1 - e^{-\nu t} \quad (2.13)$$

donde ν es el número de eventos por unidad de tiempo, t es el intervalo de tiempo y $F_T(t)$ es un número aleatorio con distribución uniforme entre 0 y 1. A partir del proceso de simulación se establece el parámetro ν y su relación con las intensidades sísmicas mediante la curva de peligro sísmico. En la figura 2.3b se muestra gráficamente el proceso.

4. Posteriormente, se integran las secuencias de movimientos sísmicos (ver figura 2.3c). Se considera que entre cada movimiento sísmico existe un intervalo de tiempo de 15 segundos en donde la aceleración es cero. Esto último permite estabilizar al sistema estructural y obtener las respuestas residuales al final de cada movimiento y previo al inicio del siguiente.
5. Por último, se ejecutan los análisis dinámicos incrementales incluyendo las secuencias sísmicas, así como el movimiento sísmico principal, el cual es escalado a la intensidad asociada al ADI.

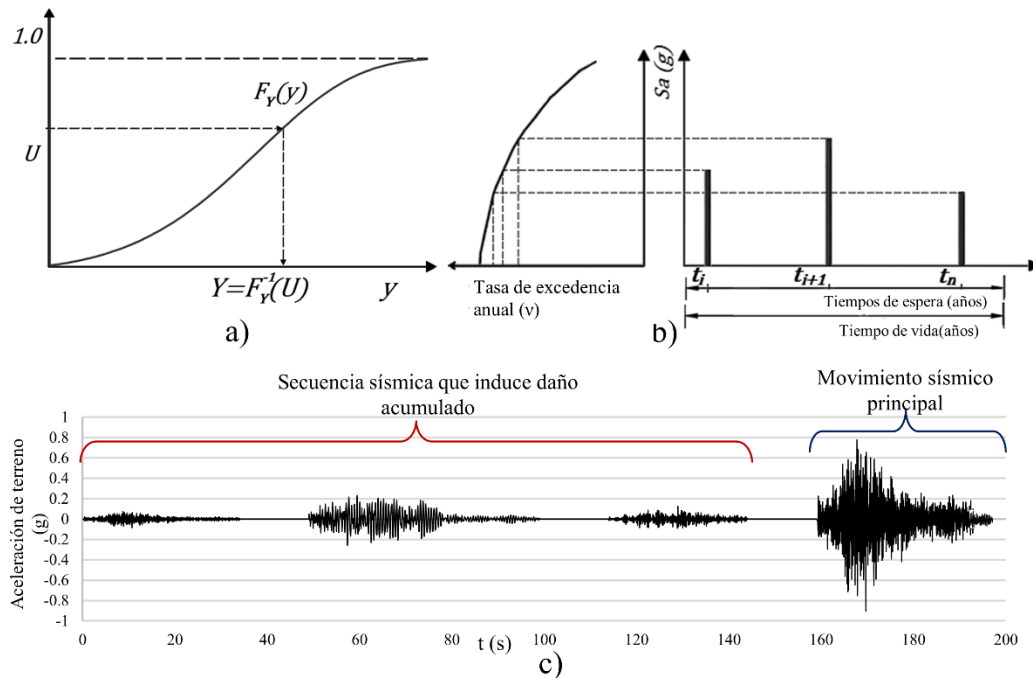


Figure 2.3. Simulación de una secuencia de movimientos sísmicos

2.2.3 Curva de fragilidad analítica para amortiguadores viscosos

Los amortiguadores viscosos bajo cargas menores o iguales a las condiciones de diseño muestran un buen comportamiento y no tienen deterioro de sus propiedades, sin embargo, cuando la intensidad de los movimientos sísmicos supera las condiciones de diseño es posible que presenten daño (Sepehri *et al.* 2018; Scozzese *et al.* 2021). Algunos investigadores han identificado el nivel de fuerza y desplazamiento que pueden desarrollar los amortiguadores viscosos antes de llegar a la falla, mediante pruebas experimentales (Miyamoto *et al.*, 2010), y a partir de las pruebas desarrollaron modelos analíticos que predicen la falla; sin embargo, tales estudios se basan en un número limitado de pruebas experimentales y no es posible determinar una curva de fragilidad con datos experimentales. Por otro lado, el FEMA P-58 no cuenta con curvas de fragilidad para amortiguadores de tipo viscoso, no obstante, es posible definir las si se conoce los parámetros ingenieriles de demanda en el que los amortiguadores pueden exceder cierto estado daño. Con el fin de tomar en cuenta el impacto económico que podría tener el daño en los amortiguadores en la toma de decisiones, aquí se propone utilizar dos curvas de *fragilidad analíticas* para los amortiguadores asociadas a dos distintos modos de falla: 1) referente al nivel de fuerza-velocidad que pueden experimentar

los dispositivos, 2) asociado al desplazamiento relativo máximo entre sus extremos. Para el cálculo de las funciones de fragilidad se considera lo siguiente:

1. Para determinar el nivel de fuerza máxima que puede desarrollar el amortiguador se utilizó el modelo propuesto por Miyamoto *et al* (2010). El modelo consiste en un sistema en paralelo integrado por un elemento tipo “dashpot” que representa al amortiguador viscoso, un elemento tipo “resorte” y otro tipo “gap” que representa el impacto cuando hay un acortamiento o alargamiento excesivo. El elemento tipo gap representa al desplazamiento máximo y mínimo en el dispositivo, una vez que este desplazamiento es superado se activa el elemento resorte que representa la resistencia a compresión de las paredes y el embolo bajo cargas extraordinarias.
2. La fuerza máxima que define la falla es la fuerza asociada a la condición de “over-velocity” indicada en la sección 7.3.2 de la norma Europea EN15129.
3. El desplazamiento máximo que desarrolla el amortiguador antes de la falla a tensión es el tope del embolo “end-stroke”.
4. El amortiguador no presenta falla siempre y cuando los desplazamientos, velocidades y fuerza en el amortiguador sean menores a los obtenidos del diseño estructural y la medida de intensidad de diseño.
5. La curva de fragilidad presenta una distribución de tipo lognormal.
6. Se considera solo un estado de daño en el que los costos asociados al daño o falla de los dispositivos corresponden con el costo medio de reemplazo y el coeficiente de variación es igual a 0.3 (similar a otros componentes del PACT). El costo de reemplazo considera los costos derivados de fabricación, transporte e importación del dispositivo.

En los que sigue se ilustra la metodología de evaluación de las pérdidas basadas en intensidad y, alternativamente, en tiempo, correspondientes a: a) costos de reparación, b) tiempos de reparación, y c) costo por tiempo de inactividad debido a reparaciones “downtime”, para los diferentes casos de estudio; así como la evaluación del costo total en el ciclo de vida.

2.3 Estimación de pérdidas en un edificio ubicado en Acapulco debido a acciones de sismo y viento

Para ejemplificar la metodología, se realiza la evaluación de dos edificios ubicados en la ciudad de Acapulco, Gro., México, sometido a acciones de viento y sismo y con diferentes combinaciones de sistema de amortiguamiento viscoso no lineal y componentes de fachada; el uso del edificio es hotel de nivel intermedio tipo “business”. Los edificios están constituidos por marcos de concreto y acero en sección compuesta; la diferencia es que el primero tiene un sistema de amortiguamiento suplementario diseñado para reducir los aceleraciones y desplazamientos debidos a acciones de sismo; mientras que el segundo es un edificio diseñado de forma convencional. Las figuras 2.4 a, b y c muestran la planta del edificio, la elevación en dirección longitudinal y transversal, respectivamente, en la figura se muestra que en los pisos 15 y 28 existe un sistema de diagonales para controlar el comportamiento global en flexión. El diseño de la estructura se realizó de acuerdo con los lineamientos del MOC-CFE Sismo (2015) y Viento (2008), mientras que el sistema de fachada se diseña de acuerdo con los lineamientos de la norma ASTM 1300. El diseño de sistema de amortiguamiento se realiza para un porcentaje de amortiguamiento de $\zeta = 20\%$, de forma similar al ejemplo mostrado en el capítulo I de esta tesis. El espectro de diseño sísmico se puede ver en la figura 2.5 y el perfil de velocidad de viento se muestra en la figura 2.6. Las dimensiones de los elementos estructurales se presentan en la Tabla 2.2, mientras que los parámetros resultantes de los amortiguadores se pueden ver en la Tabla 2.3.

A partir de lo descrito en el párrafo anterior, se analizan 35 tipos de edificios (ver Tabla 2.4) correspondientes a las diferentes combinaciones del sistema resistente a fuerzas laterales y del sistema de fachada. De estos, cuatro son edificios diseñados de manera convencional (CB), y veintinueve son con disipadores de energía (EDB) y diferentes valores del parámetro α . Los edificios presentan tres diferentes espesores de vidrios templados en su fachada (F1=6mm, F2=8mm y F3=10mm). Con el fin de identificar los diferentes casos de estudio se utiliza la siguiente nomenclatura: la primera letra para todos los casos es E, el siguiente caracter es C para los edificios diseñados de forma convencional, y para los edificios con amortiguadores viscosos es un número correspondiente al exponente α (por ejemplo, para $\alpha=0.1$ el coeficiente es .1, mientras que para $\alpha=1$ el coeficiente es 1.0, etc), el tercer caracter

corresponde al espesor del vidrio templado en mm; para los casos que se considera el daño acumulado se utiliza la terminación CD; por ejemplo, se tienen los siguientes casos: los tres edificios CB (E.C-6, E.C-8 y E.C-10) los cuales se analizan sin considerar daño acumulado, y alternativamente, considerando daño acumulado (E.C-CD); además, se tiene los edificios con disipadores y $\alpha=0.2$ (E.2-6, E.2-8 y E.2-10) los cuales se analizan sin considerar daño acumulado, y alternativamente considerando daño acumulado (E.2-CD).

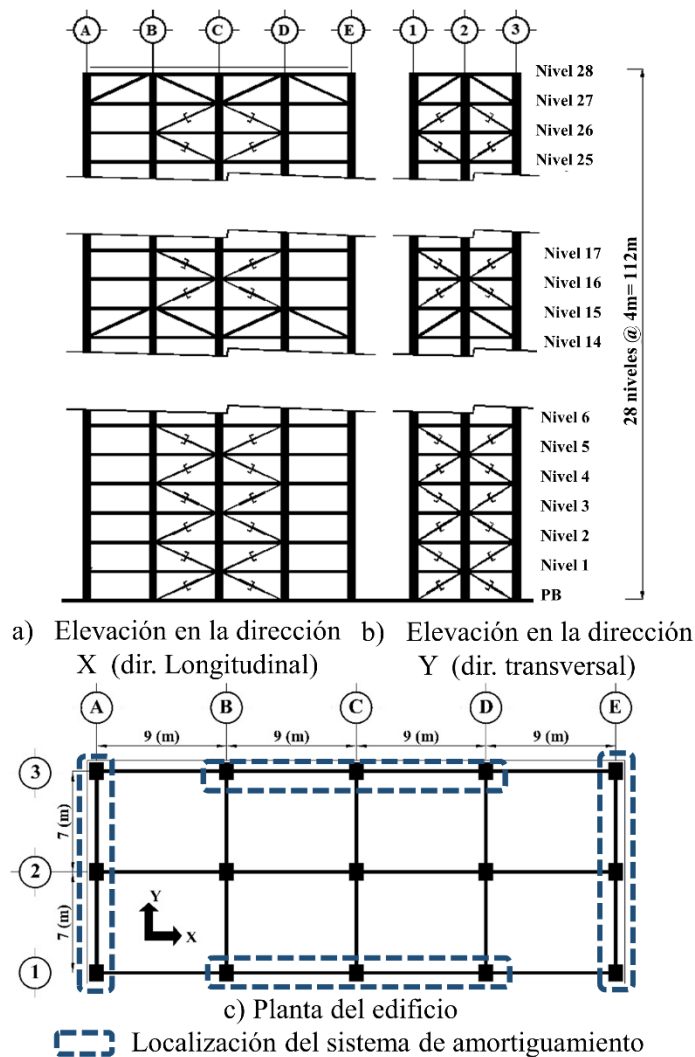


Figura 2.4. Configuración de la planta y elevación de la estructura

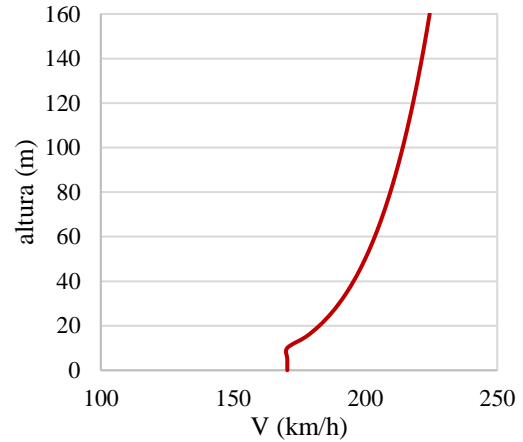
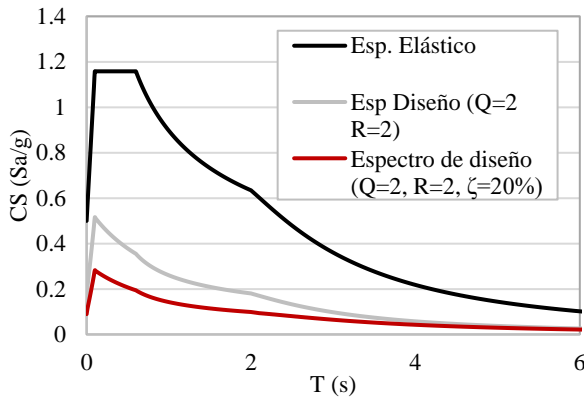


Figura 2.5. Espectros de diseño para los edificios Figura 2.6. Perfiles de velocidad de viento

Tabla 2.2. Dimensiones de los elementos estructurales

Edificio Convencional CB				Edificio amortiguado EDB			
Elemento estructural	Niveles	f _c (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	Elemento estructural	Niveles	f _c (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Columnas				Columnas			
C1 (1.10x1.25)	PB-N3	500	288885	C1 (90x1.10)	PB-N5	500	288885
C1 (1.10x1.25)	N3-N12	500	288885	C1 (90x100)	N5-N10	500	288885
C2 (0.95x1.10)	N12-N18	500	288885	C2 (0.9x0.9)	N10-N15	500	288885
C3 (0.90x1.05)	N18-N25	500	288885	C3 (0.8x0.9)	N15-N20	500	288885
C6 (0.70x0.70)	N25-N28	350	261916	C6 (0.70x0.70)	N20-N28	350	261916
Vigas en dir. X (longitudinal)				Vigas en dir. X (longitudinal)			
		f _y (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)			f _y (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
W30X116	N1-N8			W30X90	N1-N6		
W30X99	N9-N13			W27X84	N7-N14		
W27X84	N14			W24x76	N15-N26		
W24x76	N15-N17	3515	2039000	W27x84	N26-N28	3515	2039000
W27x84	N18-N23						
W24x76	N24-N26						
W27x84	N27-N28						
Vigas en dir. Y (transversal)				Vigas en dir. Y (transversal)			
W33X130	N1-N13			W30X99	N1-N2		
W30X99	N14-N15	3515	2039000	W30X108	N3-N7	3515	2039000

W30x116	N15-N23			W30X99	N8-N19		
W30X99	N24-N26			W27x84	N20-N23		
W24X76	N27-N28			W24X76	N24-N28		
Contravientos (zona de cinturón rigidizante)				Contravientos (zona de cinturón rigidizante)			
W12x96	N14-15	3515	2039000	W12x96	N14-15	3515	2039000
W12x96	N27-28			W12x96	N27-28		

Tabla 2.3. Propiedades de los amortiguadores correspondientes a los edificios con sistema de amortiguamiento

Tipo de sistema de amortiguamiento	Exponente de amortiguamiento, α	Constante de amortiguamiento C (ton (s/m) $^\alpha$)
EDB $\alpha=0.1$	0.1	150
EDB $\alpha=0.2$	0.2	207
EDB $\alpha=0.3$	0.3	284
EDB $\alpha=0.4$	0.4	386
EDB $\alpha=0.5$	0.5	520
EDB $\alpha=0.6$	0.6	696
EDB $\alpha=0.7$	0.7	925
EDB $\alpha=0.8$	0.8	1221
EDB $\alpha=0.9$	0.9	1595
EDB $\alpha=1.0$	1.0	2070

Tabla 2.4. Características de los edificios

Tipo de edificio, <i>di</i>	Sistema resistente a fuerzas laterales	Espesor del vidrio de la fachada	Tipo de edificio, <i>di</i>	Sistema resistente a fuerzas laterales	Espesor del vidrio de la fachada
E.C-6	CB	F1 (T. G. t=6mm)	E.6-6	EDB- $\alpha=0.6$	F1 (T. G. t=6mm)
E.C-8	CB	F2 (T. G. t=8mm)	E.6-8	EDB- $\alpha=0.6$	F2 (T. G. t=8mm)
E.C-10	CB	F3 (T.G. t=10mm)	E.6-10	EDB- $\alpha=0.6$	F3 (T.G. t=10mm)
E.1-6	EDB- $\alpha=0.1$	F1 (T. G. t=6mm)	E.7-6	EDB- $\alpha=0.7$	F1 (T. G. t=6mm)
E.1-8	EDB- $\alpha=0.1$	F2 (T. G. t=8mm)	E.7-8	EDB- $\alpha=0.7$	F2 (T. G. t=8mm)
E.1-10	EDB- $\alpha=0.1$	F3 (T.G. t=10mm)	E.7-10	EDB- $\alpha=0.7$	F3 (T.G. t=10mm)
E.2-6	EDB- $\alpha=0.2$	F1 (T. G. t=6mm)	E.8-6	EDB- $\alpha=0.8$	F1 (T. G. t=6mm)
E.2-8	EDB- $\alpha=0.2$	F2 (T. G. t=8mm)	E.8-8	EDB- $\alpha=0.8$	F2 (T. G. t=8mm)
E.2-10	EDB- $\alpha=0.2$	F3 (T.G. t=10mm)	E.8-10	EDB- $\alpha=0.8$	F3 (T.G. t=10mm)
E.3-6	EDB- $\alpha=0.3$	F1 (T. G. t=6mm)	E.9-6	EDB- $\alpha=0.9$	F1 (T. G. t=6mm)
E.3-8	EDB- $\alpha=0.3$	F2 (T. G. t=8mm)	E.9-8	EDB- $\alpha=0.9$	F2 (T. G. t=8mm)
E.3-10	EDB- $\alpha=0.3$	F3 (T.G. t=10mm)	E.9-10	EDB- $\alpha=0.9$	F3 (T.G. t=10mm)
E.4-6	EDB- $\alpha=0.4$	F1 (T. G. t=6mm)	E1.0-6	EDB- $\alpha=1.0$	F1 (T. G. t=6mm)
E.4-8	EDB- $\alpha=0.4$	F2 (T. G. t=8mm)	E1.0-8	EDB- $\alpha=1.0$	F2 (T. G. t=8mm)
E.4-10	EDB- $\alpha=0.4$	F3 (T.G. t=10mm)	E1.0-10	EDB- $\alpha=1.0$	F3 (T.G. t=10mm)
E.5-6	EDB- $\alpha=0.5$	F1 (T. G. t=6mm)	E.C-CD	CB-Cum D.	
E.5-8	EDB- $\alpha=0.5$	F2 (T. G. t=8mm)	E.2-CD	EDB- $\alpha=0.2$ Cum. Damg	
E.5-10	EDB- $\alpha=0.5$	F3 (T.G. t=10mm)			

2.3.1 Costos iniciales de los sistemas estructurales

Los costos iniciales de los edificios corresponden con los que se presentan en la Tabla 2.5. Los costos se calcularon mediante una cuantificación de los elementos estructurales en los que se incluye: 1) elementos estructurales de acero, conexiones como porcentaje del peso total, pernos de cortante, malla electrosoldada, vigas secundarias, lamina acanalada tipo

losacero, 2) se considera el costo de fabricación y montaje de estructura metálica, 3) se considera el costo asociado al acero de refuerzo longitudinal y transversal en las columnas, el habilitado, empalmes y desperdicio, 4) se considera el costo del concreto premezclado, su colocación y el bombeo en los pisos elevados, 5) se consideran los costos paramétricos de instalaciones, aire acondicionado, sistema eléctrico, agua potable e hidrosanitario en función de los metros cuadrados totales de construcción, 6) se considera los costos asociados al vidrio templado de la fachada (ver la Tabla 2.6), 7) el costo del sistema de amortiguamiento incluye las diagonales de conexión y el precio de los dispositivos en los que se considera el suministro, fabricación, transporte y pruebas de laboratorio (los costos fueron obtenidos de cotizaciones de algunos proyectos realizados en México). Debido a que se cuenta con información limitada se considera que el costo de los distintos sistemas de amortiguamiento es constante debido a que alcanzan niveles de fuerza similar. Al momento de esta evaluación se consideró un tipo de cambio dólar/peso igual a 19.82.

En la Tabla 2.7 se muestran los costos asociados a la salida de operación, estos se calcularon mediante la ocupación media anual hotelera en la zona de acapulco (Secretaria de Turismo, 2021) y se estimó que en el área de construcción hay espacio disponible para 234 habitaciones. El número de habitaciones se estimó de acuerdo con la planta típica de un hotel en Acapulco, Gro., México.

Tabla 2.5. Costos iniciales de los edificios EC y EDB

	EC	EDB
Sistema de amortiguamiento	\$ 0.0	\$ 30,852,352.96
Estructura	\$ 92,207,875.91	\$ 62,445,895.32
Fachada (vidrio templado 6mm)	\$ 12,230,734.00	\$ 12,230,734.00
Instalaciones y acabados	\$ 108,418,025.45	\$ 108,418,025.45
Total	\$ 212,856,635.36	\$ 213,947,007.73

*Los costos están expresados en pesos mexicanos. El tipo de cambio es de 19.82 pesos por dólar

Tabla 2.6. Costos correspondientes a los diferentes tipos de fachada

Vidrios de Fachada	costo
F1 t= 6mm	\$ 12,230,734.00

F2 t= 8mm	\$	21,403,784.50
F3 t= 10mm	\$	24,742,774.88

Tabla 2.7. Tasa de ocupación y pérdida esperada asociados a la salida de operación

Tasa de ocupación media anual	Pérdida esperada por día de inactividad
30%	\$ 244,911.75

2.3.2 Movimientos sísmicos

Se seleccionaron 11 parejas de acelerogramas registradas en terreno firme en estaciones cercanas a la ciudad de Acapulco, Guerrero, México. La tabla 2.8 muestra los movimientos sísmicos. La duración de los movimientos se recortó de manera que corresponda a un intervalo del 5% al 95% de la intensidad de Arias. Se filtraron las frecuencias menores que 0.1 Hz, y mayores que 10 Hz. Las señales se escalaron con la medida de intensidad basada en el promedio de las ordenadas espectrales Sa_{prom} (Baker y Cornell, 2006), de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Sa_{prom}(T_1, \dots, T_n) = \left(\prod_{i=1}^n Sa(T_i) \right)^{1/n} \quad (2.14)$$

donde T_1, \dots, T_n son los n periodos en el intervalo de interés. En el presente trabajo se considera que con incrementos de periodo de 0.01s se captura con buena aproximación la forma espectral. El intervalo en el que se promedian los periodos de interés es entre $0.2T_e$ y $1.3T_e$, de acuerdo con la especificación de las NTC-S2017, donde T_e es el periodo fundamental de la estructura.

Tabla 2.8 Características de los movimientos sísmicos

Estación	Nombre	Magnitud	Evento
COYC	COYC111211 N00E N90E	6.5	11/12/2011
COYC	COYC950914 N00E N90E	7.2	14/09/1995
COYC	COYC970111 N00E N90E	6.9	11/01/1997
COYC	COYC990615 N00E N90E	6.5	15/06/1999

COYC	COYC990930 N00E N90E	7.1	30/09/1999
ACAD	ACAD111211 N00E N90E	6.5	11/12/2011
ACAC	ACAC950914 N00E N90E	7.2	14/09/1995
ACAD	ACAD950914 N00E N90E	7.2	14/09/1995
ACAD	ACAD970111 N00E N90E	6.9	11/01/1997
ACAD	ACAD990615 N00E N90E	6.5	15/06/1999
ACAD	ACAD990930 N00E N90E	7.1	30/09/1999

2.3.3 Fuerzas de viento

Las fuerzas de viento se calcularon para velocidades medias de viento desde 20 m/s hasta 65m/s con incrementos de 5 m/s (Nikellis *et al.* 2019), se considera que el perfil medio de la velocidad de viento sigue un perfil potencial con $\alpha_v=0.3$ (exponente que determina la forma de la variación de la velocidad con la altura). Para tomar en cuenta la turbulencia del viento que actúa en la altura del edificio, se simularon 15 conjuntos de señales con duración de 10 minutos para cada velocidad de viento. Las señales se simularon con el método ARMA (Auto-regressive Moving Average) (Samaras *et al.* 1985); se considera una función de densidad de potencia espectral de Kaimal y la función de coherencia propuesta por Davenport (1961). Lo anterior se realizó mediante el software SVTpro (Ortegón-Esparza y Pozos-Estrada, 2017). Las fuerzas de viento se calculan como:

$$F_i(t) = \frac{1}{2} \rho_{aire} C_{pi} A_i V_i(t)^2 \quad (2.14)$$

donde:

F_i es el vector de fuerzas asociadas al piso i , para una intensidad dada

ρ_{aire} es la densidad de aire en el sitio

C_{pi} es el coeficiente de presión o arrastre de acuerdo con la geometría y la dirección de análisis

A_i es el área de expuesta al viento

V_i es la vector que contiene la señal de viento asociada al piso i , para una intensidad de referencia

t es el tiempo, en segundos

Por otro lado, la ecuación de movimiento para un sistema equipado con amortiguadores de tipo viscos sujeto a fuerzas laterales debidas a viento es:

$$Ma + Cv + Ku + C_D |v|^{\alpha_i} \text{sgn}(v) = -\frac{1}{2} C_{P_i} A_i V_{i,j}(t)^2 \quad (2.15)$$

donde:

M, C, K son la matriz de masas, de amortiguamiento inherente y rigidez, respectivamente.

a, v, u son la aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.

$V_{i,j}$ es la matriz de velocidad de viento asociada al nivel i y en el punto j de la historia de velocidad de viento.

En la ecuación 2.15 se considera que la rigidez del sistema en serie diagonal-amortiguador (del modelo de Maxwell) es infinita y, por lo tanto, el desplazamiento lateral se concentra en el amortiguador, detalles al respecto se pueden ver en la sección 1.2. Algunos programas (OpenSees, Perform, ETABS, Ruaumoko, etc.) permiten realizar la integración de la ecuación 2.15 tomando en cuenta el modelo de maxwell en el que se considera explícitamente la rigidez de la diagonal. Para la integración de la ecuación 2.15 se utiliza el software ETABS, y se considera: 1) un amortiguamiento inherente del 1% en el primero y el último de los terceros modos, 2) las señales de velocidades de viento se transforman en historias de fuerzas y son aplicadas en el centro de masas de cada diafragma para evaluar la respuesta del sistema estructural.

2.3.4 Consideraciones de modelado

Análisis por sismo

Los edificios se modelaron en tres dimensiones mediante el programa Ruaumoko 3D, y se sometieron a la acción de dos componentes simultaneas de movimiento del terreno. Las vigas y columnas se modelaron mediante elementos tipo barra y se utilizaron modelos de plasticidad concentrada en los extremos para tomar en cuenta su comportamiento no-lineal.

Para las vigas se utilizó un modelo de comportamiento inelástico de tipo Ramberg-Osgood, mientras que, para las columnas se asignó un modelo de Takeda Modificado para tomar en cuenta la degradación de rigidez y resistencia para altas intensidades, además, se consideró la interacción de los momentos en ambas direcciones y su interacción con la carga axial. Las condiciones de apoyo se consideraron empotradas. Los amortiguadores se modelaron como elementos tipo “damper” con una constante y exponente de amortiguamiento igual a los listados en la tabla 2.3. Los análisis toman en cuenta los efectos P-D y se considera un 2% de amortiguamiento en todos los modos que contribuyen a la respuesta estructural, mediante una matriz de amortiguamiento de Rayleigh.

Análisis por viento

El análisis por viento se realiza tomando en cuenta dos componentes:

a) Sistema estructural

Los edificios se modelaron en tres dimensiones mediante programa de cómputo ETABS en donde se asignan las historias de fuerzas debidas a viento en cada entrepiso. Para el modelado de los elementos estructurales se siguen consideraciones de modelado similares al apartado anterior, para identificar el posible comportamiento no lineal en elementos estructurales para altas intensidades de viento. Para el análisis por viento se considera un amortiguamiento inherente del 1% en todos los modos que contribuyen a la respuesta estructural, mediante una matriz de amortiguamiento de Rayleigh. Lo anterior se debe a que las fuentes que proporcionan amortiguamiento en el rango de comportamiento elástico son limitadas (las fuentes de amortiguamiento en edificios medianos y altos se basan en la fricción que se genera entre los materiales y la interacción suelo-estructura, estas son mayores cuanto los desplazamientos son grandes).

b) Componentes de fachada

El sistema de fachada se evaluó mediante los recubrimientos que son los componentes críticos para mantener su estabilidad. El componente que se seleccionó en este trabajo es el vidrio templado “tempered glass, heat-treated glass”, en lo que sigue por sencillez se nombrará “vidrio”.

Bajo la acción del viento se considera que los modos de falla en los vidrios se pueden presentar de dos formas: 1) por el esfuerzo normal fuera del plano del vidrio, el cual se presenta en los elementos expuestos en la dirección del viento, y 2) debido a la distorsión lateral en el plano del vidrio que se genera por la deformación lateral del sistema estructural.

El espesor del vidrio se calculó de acuerdo con el estándar ASTM 1300 para cargas con duración de 3s. El espesor resultante es 6 mm con una relación de aspecto de 4, y se considera restringido en dos bordes.

De acuerdo con los trabajos de Beason y Morgan (1984), la resistencia del vidrio está controlado por el esfuerzo de tensión en la superficie y por esfuerzos adicionales que se generan por imperfecciones debidas al proceso de fabricación y manejo. Además, su resistencia puede estar fuertemente influenciada por factores distintos a los materiales tradicionales de construcción (temperatura, “air-side”, “tin-side”, área de exposición, tiempo de aplicación de la carga, entre otros) (Ballarini *et al*, 2016; Pisano *et al*, 2019). Una forma de reducir los esfuerzos superficiales en el vidrio es mediante un proceso térmico para inducir esfuerzos de compresión. Este proceso también genera un cambio del mecanismo de falla de la superficie y un incremento de la resistencia para tomar cargas fuera del plano. De acuerdo con la propuesta de Pisano *et al*. (2019) el esfuerzo normal resistente del vidrio se puede calcular como una variable aleatoria que sigue una distribución de Weibull como:

$$F_t = 1 - \exp \left[- \int_A \left(\frac{\sigma_{\perp}(x)}{\eta} \right)^m dA \right] \quad (2.16)$$

donde:

F_t es la función de distribución de probabilidad acumulada de la resistencia del vidrio.

σ_{\perp} es la componente resultante del esfuerzo normal en el plano de agrietamiento

η y m son los parámetros de la distribución de Weibull

A es el área en tensión

El esfuerzo normal σ_{\perp} se puede calcular como la diferencia del esfuerzo en la superficie del vidrio menos el esfuerzo inducido debido al tratamiento térmico.

$$\sigma_{\perp}(x) = (\sigma_1(x) - |\sigma_{pc}|) \cos^2 \psi(x) + (\sigma_2(x) - |\sigma_{pc}|) \sin^2 \psi(x) \quad (2.17)$$

donde:

$\sigma_1(x)$ y $\sigma_2(x)$ son los esfuerzos principales en el vidrio debidos a un estado de presión uniforme externa Σ

$|\sigma_{pc}|$ es el valor absoluto del esfuerzo inducido debido al tratamiento térmico

En la ecuación (2.16) se asume que el esfuerzo producido por el tratamiento térmico tiene la misma magnitud en todas las direcciones, los factores η y m se pueden calcular por medio de un análisis estadístico de pruebas de laboratorio. La figura 2.8 muestra la FDP de la resistencia del vidrio propuesta por Pisano *et al.* (2019), es la que se utiliza en este trabajo. Las características de los vidrios de las curvas de la figura 2.8 corresponden a los siguientes casos: a) corresponde con un cristal apoyado en cuatro lados continuos, las dimensiones del espécimen son 3000 x 3000 x 6 mm y relación de aspecto de 1; b) corresponde con un cristal apoyado en dos lados continuos, las dimensiones del espécimen son 3000 x 1000 x 10 mm y relación de aspecto de 3, c) corresponde con un cristal apoyado en cuatro puntos, las dimensiones del espécimen son 3000 x 3000 x 10 mm y relación de aspecto de 1.

Por otro lado, el esfuerzo actuante en una placa vidrio se puede estimar mediante la teoría de la mecánica de la fractura elásticas hasta un instante previo a la propagación del agrietamiento del vidrio, este instante se caracteriza por una falla súbita (Pisano y Carfagni, 2015; Fam y Riskalla, 2016). Lo anterior permite calcular la historia de esfuerzos que actúan en un cristal mediante la teoría de la elasticidad y definir la falla del vidrio a través de un proceso de simulación inversa (Rubistein y Kroese, 2017) con ayuda de la función de densidad de probabilidad de la resistencia del cristal. El proceso anterior es similar al establecido por el FEMA P-58

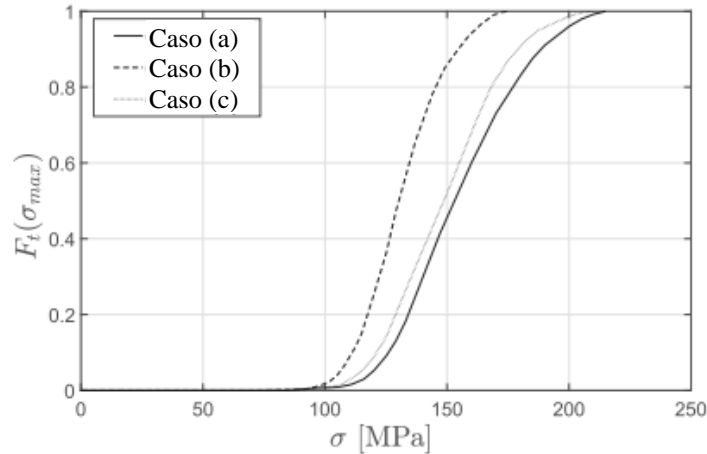


Figura 2.8. Función de distribución de probabilidad del vidrio templado para tres especímenes (Pisano, 2019). (a) corresponde con un cristal apoyado en cuatro lados continuos y relación de aspecto 1, (b) corresponde con un cristal apoyado en dos lados continuos y relación de aspecto 3, (c) corresponde con un cristal apoyado en cuatro puntos y relación de aspecto de 1

2.3.4 Análisis dinámicos incrementales

Análisis por Sismo

Las figuras 2.9 a, b y c muestran los resultados de análisis dinámicos incrementales (ADI) para el edificio convencional (CB), con sistema de amortiguado (EDB) y convencional considerando el daño acumulado (CB-CD), respectivamente, sometidos a movimientos sísmicos. Estos análisis son útiles para establecer la capacidad del sistema estructural; sin embargo, están limitadas a la distorsión máxima que ocurre en cualquiera de los entrepisos, es decir no se conoce la historia de distorsiones o desplazamientos que actúan en los pisos restantes y con ello dificultan la estimación del nivel de daño en cada entrepiso. Para tomar en cuenta lo anterior, las Figs. 2.10 a y b muestra la historia de distorsiones máximas en todos los entrepisos para una intensidad de 0.45g sin considerar el daño acumulado, y alternativamente considerándolo. En estas se puede apreciar el efecto del daño acumulado. Estas figuras (2.10 a y b) son útiles para estimar la FDP de la demanda en cada entrepiso y establecer su correspondiente distribución de los daños.

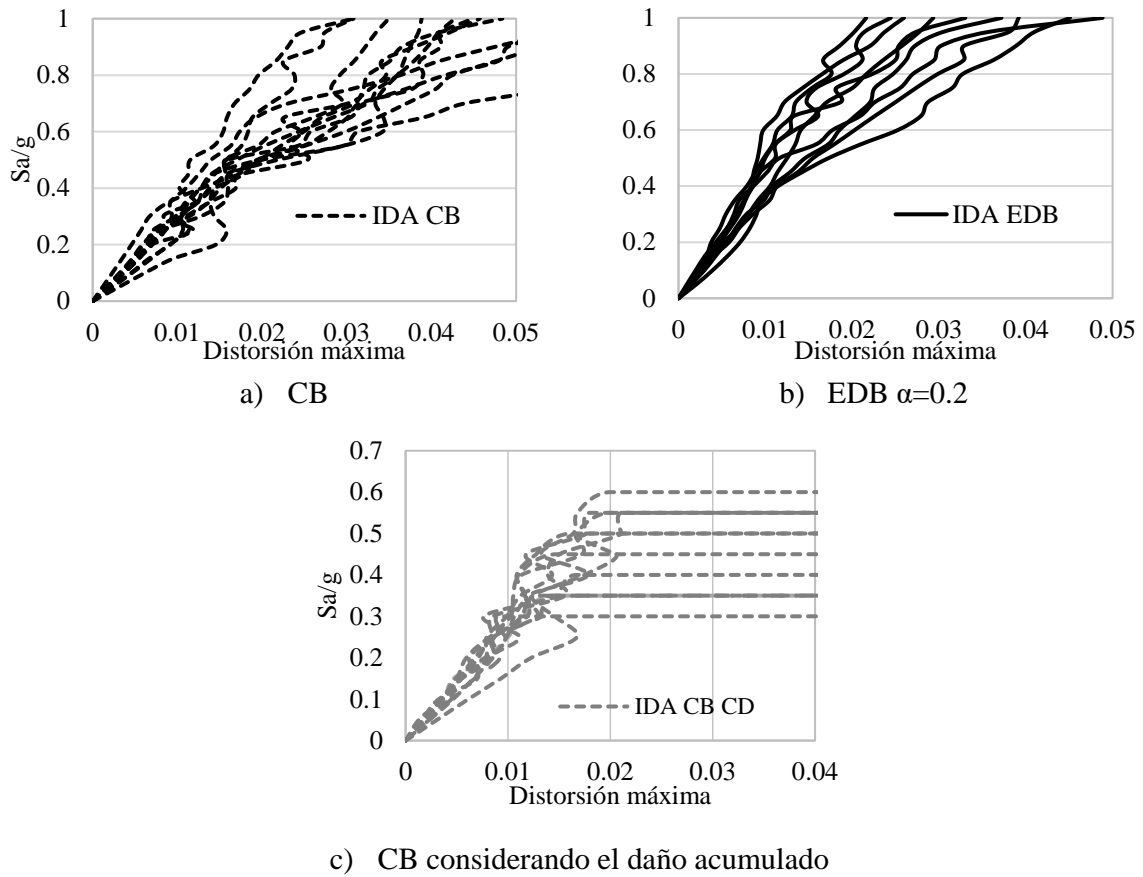
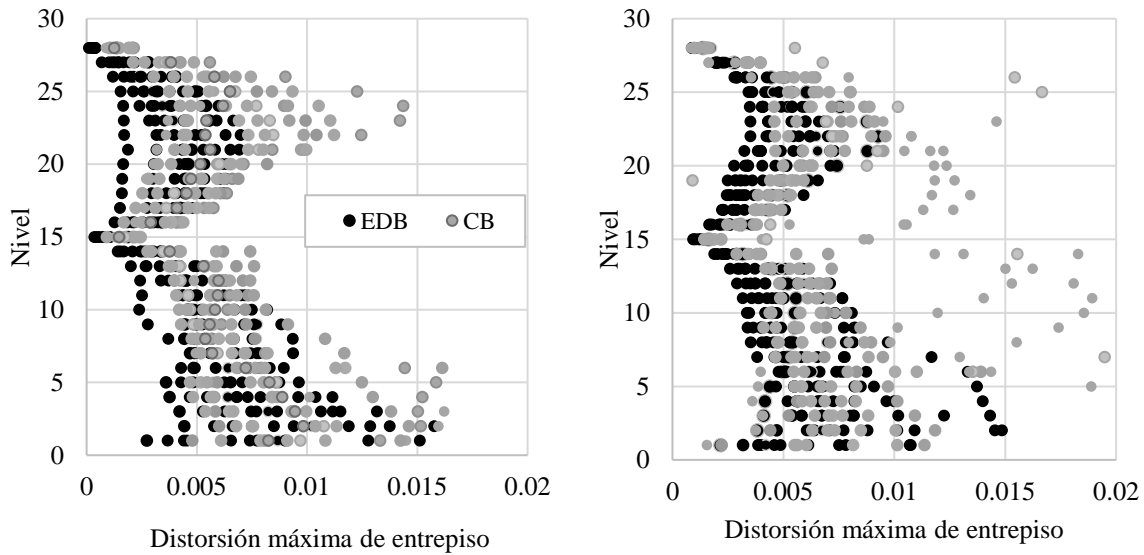


Figure 2.9. Análisis dinámicos incrementales correspondientes a los edificios base de la tabla 2.4



a) Sin considerar el daño acumulado b) Considerando el daño acumulado

Figure 2.10. Distorsiones máximas de entrepiso para una intensidad de 0.45g correspondiente a los casos E.C-6, E.C-8, E.C-10, E.2-6, E.2-8 y E.2-10, sin considerar daño acumulado; y E.C-C y E.2-C, considerando daño acumulado.

Viento

Respecto al análisis por viento, se obtuvo la respuesta del sistema estructural y de los vidrios de la fachada ante diferentes velocidades de viento (ver figura 2.11 y 2.12). En la Fig. 2.11 se muestran los esfuerzos máximos en los elementos de fachada, correspondientes a tres velocidades medias de viento: a) 25 m/s, b) 30m/s y c) 35 m/s) y en la figura 2.12 se muestra las distorsiones máximas de entrepiso del sistema estructural. A partir de estos resultados se detectó que, ante intensidades similares de viento, el sistema de fachada tiene ruptura de vidrios (se presentan esfuerzos superiores a los 180 MPa, ver Fig. 2.11b) mientras que el sistema estructural permanece con comportamiento elástico con distorsiones menores a 0.006 para la misma intensidad de viento, como era de esperarse (ver figura 2.12). A medida que se incrementa la velocidad del viento, mayor es la cantidad de componentes de fachada que se dañan, y con ello se pierde área expuesta ante el viento. Esto último reduce las presiones exteriores, sin embargo, puede inducir daños en los contenidos dentro del edificio, así como generar presiones interiores.

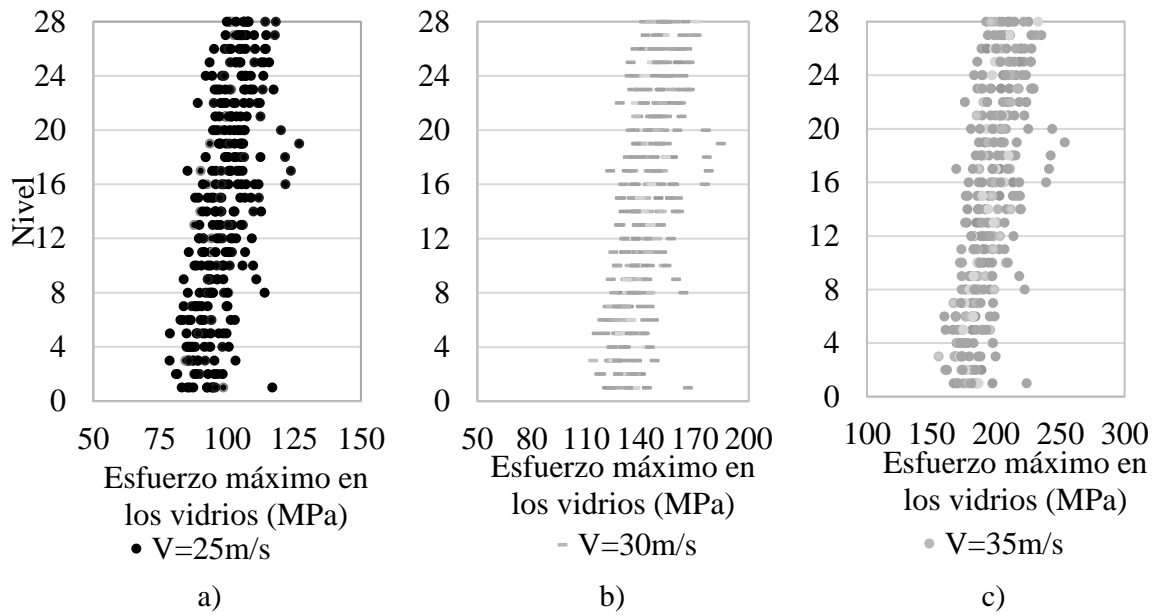


Figura 2.11 Esfuerzo máximo en los elementos de fachada ante la acción del viento

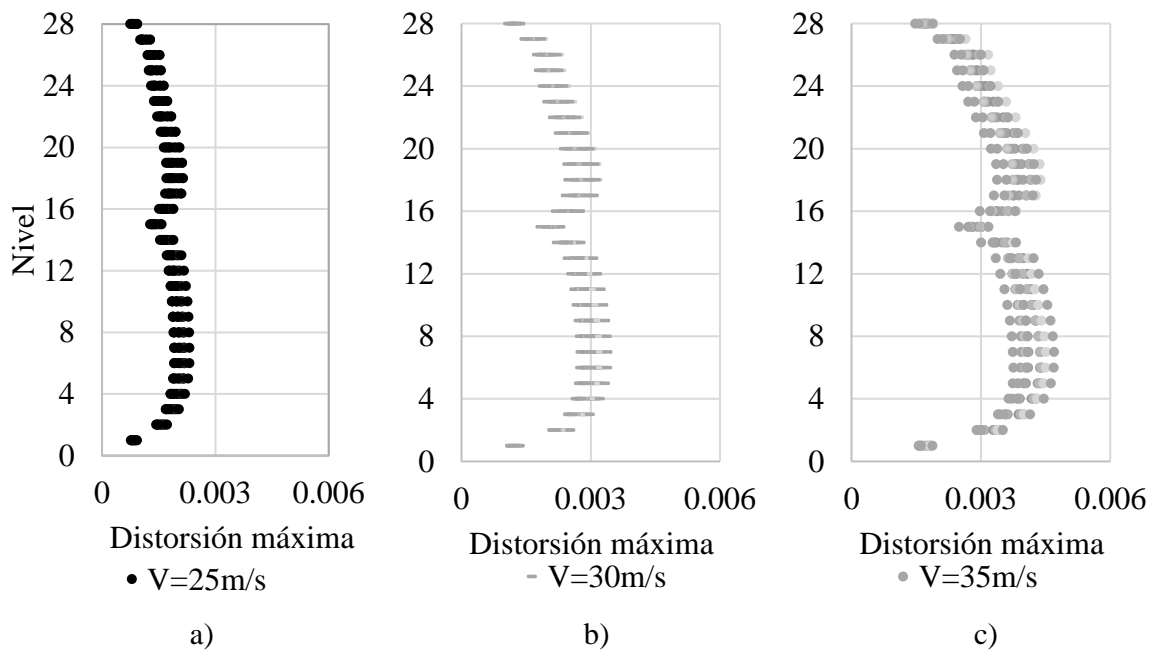


Figura 2.12 Distorsiones de entrepiso para las simulaciones

2.3.5 Evaluación de pérdidas

La evaluación de las pérdidas se realiza en este estudio de acuerdo con la metodología del FEMA P-58 y la herramienta Performance Assessment Calculation Tool del FEMA P58-3 la cual permite calcular los costos de reparación o de reemplazo de los componentes en función del daño. Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Definir las características principales del edificio en las que se incluyen: el número de niveles, la altura de entrepiso, el área de cada uno de los niveles, el costo de reemplazo del edificio, los costos iniciales del sistema estructural y de todos aquellos componentes no-estructurales que permiten el correcto funcionamiento de acuerdo con su uso, además, se debe incluir el tiempo que implica construir (reemplazar) el edificio.
2. Construir el modelo de desempeño en los que se integran todos los componentes que forman el edificio: 1) sistema estructural, 2) componentes no-estructurales sensibles al desplazamiento, 3) componentes no estructurales sensibles a la aceleración. Este modelo contiene las funciones de fragilidad de cada uno de los componentes por cada nivel y en cada dirección, además, están definidas las funciones de consecuencia en términos de costos y tiempos de reparación para cada nivel de daño que se alcanza en cada simulación.
3. Definir la demanda estructural (distorsión y aceleración absoluta) por cada entrepiso y cada dirección calculadas a partir de los análisis dinámicos incrementales. Los vectores de demanda deberán ser consistentes con el número de movimientos sísmicos utilizados. Además, por cada movimiento sísmico se deberá definir la distorsión residual máxima, esta última permite definir si el edificio se repara o se reemplaza.
4. Definir la curva de peligro sísmico del sitio determinado. Esta debe tener un punto por cada intensidad de análisis.

Los componentes no estructurales del edificio se cuantificaron mediante la herramienta Normative Quantity Estimation Tool del FEMA-P58-3 (2018) en el que es posible estimar la cantidad de componentes no-estructurales que contiene un edificio en función del número de niveles, el área útil y el uso del edificio.

Las cantidades de los componentes no estructurales se modificaron de acuerdo con la práctica común de edificios con uso de hotel de mediana altura en la Ciudad de Acapulco. La figura 2.13 muestra una planta arquitectonica esquematica. Para esta investigación se propone usar tres componentes sensibles al desplazamiento y diez componentes sensibles a la aceleración, que se distribuyen en todos los entrepisos del edificio; además se utilizan seis componentes que se utilizan para todo el edificio y se encuentran localizados en la planta baja. Los componentes mencionados representan por lo menos el 90% del costo de los elementos no estructurales de todo el edificio y se muestran en la tabla 2.9, 2.10 y 2.11.

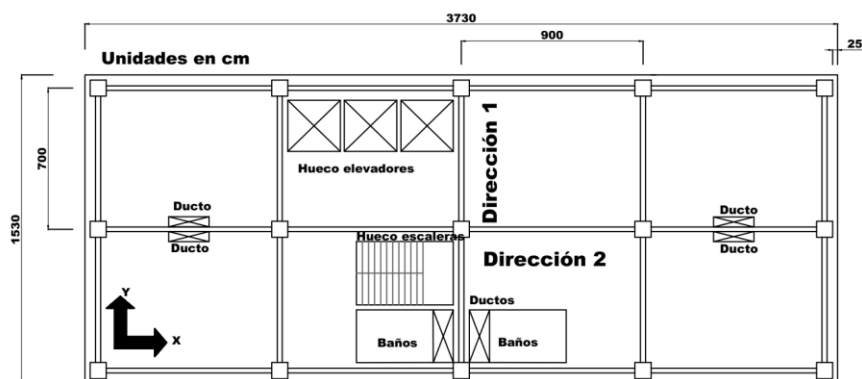


Figura 2.13. Planta arquitectonica y direcciones de análisis del modelo

Tabla 2.9. Componentes sensibles al desplazamiento en todos los entrepisos (estructurales y no estructurales)

No.	Tipo de componente	Dirección de análisis
1	Marcos resistentes a momento con uniones “pre-Northridge” en vigas con peralte mayor a 30 pulgadas	1 y 2
2	Marcos resistentes a momento con uniones “pre-Northridge” en vigas con peralte menores a 30 pulgadas	1 y 2
3	Contravientos concéntricos dúctiles, configuración en diagonal sencilla, perfiles tipo W con un peso entre 41 PLF < w < 99 PLF (zona central y azotea)	1 y 2

4	Muro cortina, compuesto por vidrios monolíticos, no laminado, templado. Con espesor igual a 6mm. En los cuatro lados del edificio	1 y 2
5	Divisiones internas de muros de tablaroca sobre un bastidor metálico en toda la altura, fijada en la parte superior e inferior.	1 y 2
6	Escaleras metálicas con escalones forjados de metal sin juntas sísmicas	1 y 2

*Las conexiones pre Northridge corresponden a conexiones con un detallado sísmico limitado

Tabla 2.10. Componentes sensibles a la aceleración en todos los entrespisos

No.	Tipo de componente	Dirección de análisis
1	Plafón suspendido y soportado verticalmente	no-direccional
2	Lámparas de iluminación independiente y suspendidas	no-direccional
3	Tubería de agua (caliente o frío) de diámetro menor a 2.5 pulgadas	no-direccional
4	Tubería de agua (caliente o frío) de diámetro mayor a 2.5 pulgadas	no-direccional
5	Ducto metálico galvanizado para HVAC (Instalaciones de calefacción, ventilación y aire acondicionado) con sección transversal menor que 6 ft ²	no-direccional
6	Ducto metálico galvanizado para HVAC con sección transversal mayor que 6 ft ²	no-direccional
7	Cajas difusoras para sistema HVAC ubicados en los plafones	no-direccional
8	Unidades de aire variable (VAV)	no-direccional
9	Instalación hidráulica del sistema contra incendios	no-direccional
10	Aspersores para la protección contra incendios	no-direccional

**Los componentes no direccionales son aquellos que su respuesta no es dependiente de la dirección en la que ocurre la respuesta estructural*

Tabla 2.11. Componentes sensibles a la aceleración en la planta baja

No.	Tipo de componente	Dirección de análisis
1	Elevador de tracción, aplica a los instalados en 1976 en California, o los instalados en los estados del oeste de EUA después de 1982 o los instalados posterior a 1998 en el resto de EUA. En México, los edificios nuevos tienen elevadores de tracción.	no-direccional
2	Equipo HVAC fan (capacidad variable) equipo anclado y no aislado ante vibración	no-direccional
3	Unidad de tratamiento de aire con capacidad menor a 5000 CFM, equipo no anclado y no aislado ante vibración.	no-direccional
4	Transformador eléctrico con capacidad menor a 100kVA	no-direccional
5	Centro de control motor	no-direccional
6	Panel de distribución eléctrico con capacidad entre 100 a 350 Amp	no-direccional

Cada uno de los componente estructurales y no estructurales debe tener por lo menos la siguiente información:

- A. Funciones de fragilidad que relacionan la probabilidad de daño dado un parámetro de respuesta estructural (PRE)
- B. Funciones que relacionen los costos de reparación asociada a cada estado de daño
- C. Funciones que relacionen los tiempos de reparación asociados a cada estado de daño

La figura 2.14 muestra un ejemplo de curva de fragilidad para uno de los componentes utilizados. Las curvas de la figura 2.14 relacionan la probabilidad de que el daño (DS) sea mayor al valor DS_i dado cierto valor de distorsión máxima de entrepiso, donde los estados de daño son los siguientes:

ED1; agrietamiento en el cristal

ED2; aplastamiento moderado en las esquinas de paneles y cristales

ED3; paredes descuadradas, pandeo en tornillos y anclajes, posible volteo de muros y rotura de cristales

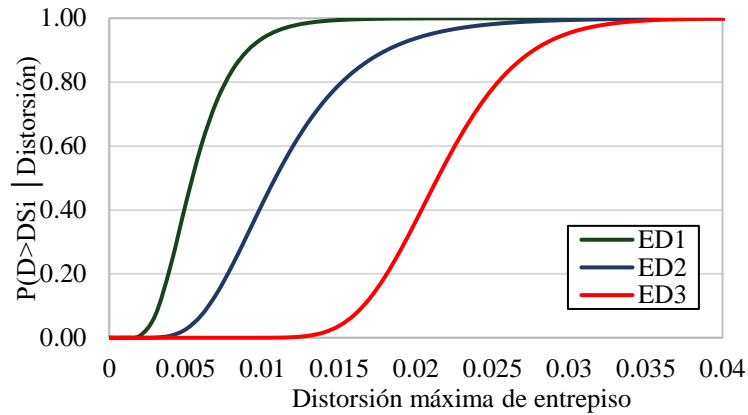


Figura 2.14. Curvas de fragilidad de muros interiores de tablaroca y muros de cristal (ejemplo)

Cada una de las curvas de fragilidad de la figura 2.14 tiene asociada una función de consecuencia que representa el costo de reparación para cada unidad del componente dañado; la figura 2.15 muestra la forma típica de esta función. En esta figura se puede ver una variación en la que se toma en cuenta que a mayor cantidad de elementos a reparar, menor es el costo o tiempo de reparación. Esto último tiene que ver con la implementación de procedimientos más eficientes a medida que los procesos se repiten en una mayor cantidad de elementos. En estas funciones también se considera que existe una incertidumbre en la estimación del costo de reparación y se puede tomar en cuenta mediante una función de distribución de probabilidad normal, en donde el costo de reparación es una variable aleatoria con mediana igual a la función de consecuencias y coeficiente de variación (COV) entre 0.1 y 0.55 (FEMA P58-3). A medida que los métodos y los costos de reparación sean estimados con mejor aproximación, el COV tiende a valores cercanos a 0.1. Las figuras 2.16 a y b muestran los costos y tiempo de reparación promedio de un componente no-estructural y sus estados de daño, respectivamente.

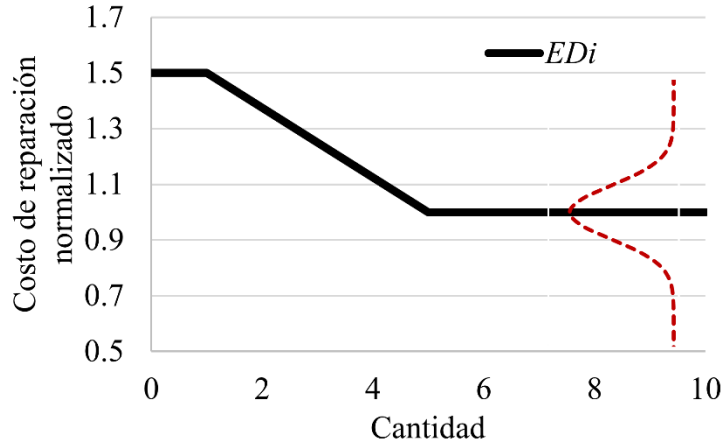


Figura 2.15. Función general de consecuencias para el estado de daño Dsi

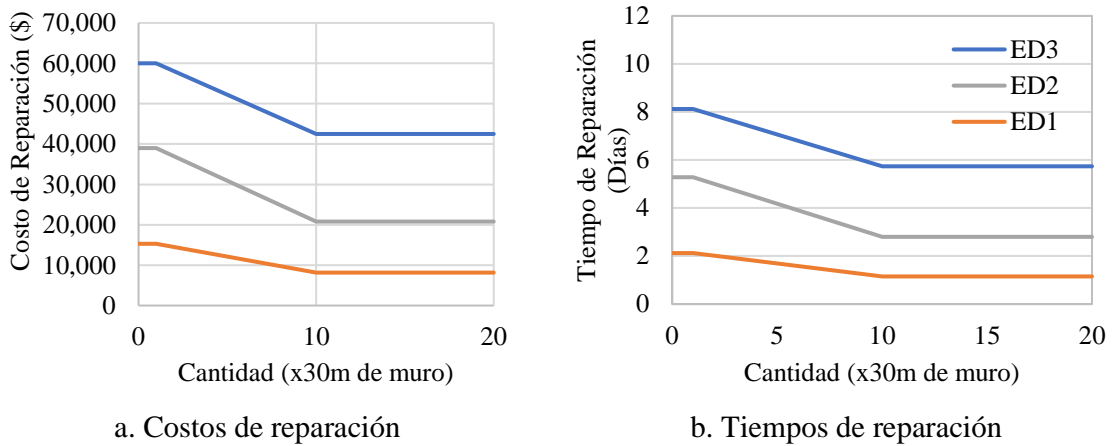


Figura 2.16. Funciones de consecuencia de costos y tiempos de reparación de los componente

Para la integración numérica de las ecuaciones 2.3, 2.5, 2.7 y 2.8 se utilizan las curvas de peligro de sismo y eólica que se muestran en las figuras 2.17 y 2.18, respectivamente. La curva de peligro sísmico de la figura 2.17 corresponde con la calculada en suelo blando de la ciudad de Acapulco (Carrillo, 2016), mientras que la curva de peligro eólico (figura 2.18) se calculó como un ajuste de tres puntos obtenidos de las curvas de isotacas del Manual de Obras Civiles de la CFE (2008)

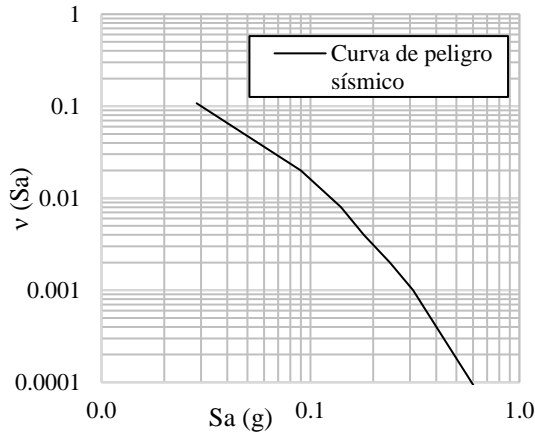


Figura 2.17 Curva de peligro sísmico de Acapulco (pseudo aceleración espectral para $T=4s$)

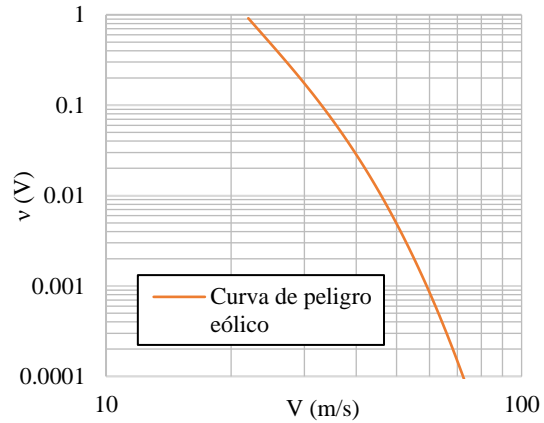


Figura 2.18 Curva de peligro eólico de Acapulco (velocidad de viento)

2.3.6 Resultados

Los resultados que siguen se presentan en términos de la evaluación basada en intensidad y de la evaluación basada en tiempo. La primera es útil par tomar decisiones basado en escenarios posibles o cuantificar la magnitud de las pérdidas en términos de la intensidad de movimientos sísmicos específicos, y se estiman mediante la integración de la Ec. 2.2. La segunda se basa en un enfoque probabilista en el que se consideran todos los movimientos sísmicos probables y se cuantifica la magnitud de las pérdidas para todas las intensidades posibles, en esta evaluación es posible cuantificar indicadores económicos que permiten tomar decisiones basada en análisis costo-beneficio.

2.3.7 Evaluación basada en intensidad

La evaluación basada en intensidad busca conocer la función de distribución de probabilidad de las pérdidas para cada intensidad (sísmica o eólica) de interés. El cálculo de esta distribución requiere una gran cantidad de información que permita relacionar los parámetros de respuesta estructural con los daños y, a su vez, con las pérdidas económicas correspondientes. Para obtener esta información aquí se utiliza el proceso de simulación de Monte Carlo, de acuerdo con lo indicado por Yang et al, (2009).

Sismo

Algunas funciones de distribución acumulada (*FDA*) de las pérdidas económicas que resultan de la evaluación basada en intensidad, correspondientes a los Casos CB, EDB- $\alpha=0.2$, EDB- $\alpha=0.4$, EDB- $\alpha=0.6$, EDB- $\alpha=0.8$, EDB- $\alpha=1.0$ se muestran en las Figs. 2.19 a, b, c y d correspondientes a intensidades de 0.1, 0.15, 0.20 y 0.25g, respectivamente. Con base en la figura se pueden obtener la pérdida esperada dado un nivel de intensidad $E(L_T|IM)$, la cual está asociada a una probabilidad de excedencia del 50%. En las Figs. 2.19 se puede observar lo siguiente:

1) Los casos EDB- $\alpha=0.2$, EDB- $\alpha=0.8$ y EDB- $\alpha=1.0$ muestran distribuciones acumuladas del costo de reparación que son similares entre sí, en valores y en forma; estos corresponden a los valores menores de todos los casos analizados (para intensidades de 0.15g y 0.25g). Este comportamiento se debe a que los tres sistemas mostraron la menor respuesta estructural y por lo tanto los menores costos de reparación.

2) Los casos EDB $\alpha=0.4$ y EDB $\alpha=0.6$ tienen las distribuciones que alcanzan costos de reparación más altos de todos los casos de edificios con sistema de amortiguamiento, además muestran funciones de distribución acumulada con una mayor dispersión entre sus valores, esto se debe a un menor control de la respuesta estructural y una alta dispersión entre la respuesta de cada uno de los análisis. Es importante notar que aún cuando los casos EDB $\alpha=0.4$ y EDB $\alpha=0.6$ induce mayores pérdidas, sus valores se mantienen por debajo del caso CB.

3) Para intensidad bajas ($IM < 0.1g$) cuando se considera el daño acumulado (casos E.C-CD y E.2-CD) no se observa una influencia significativa respecto a los mismos casos que no consideran el daño acumulado (casos CB y EDB- $\alpha=0.2$). Lo anterior indica que no hay un deterioro significativo en la estructura para bajas intensidades aún cuando las estructuras son sometidas a una secuencia de movimientos sísmicos. Por otro lado, a medida que incrementa la intensidad, es más significativa la influencia del daño acumulado (ver Figs. 2.19c y 2.9d) en la *FDA* de las pérdidas, además, muestran una mayor dispersión.

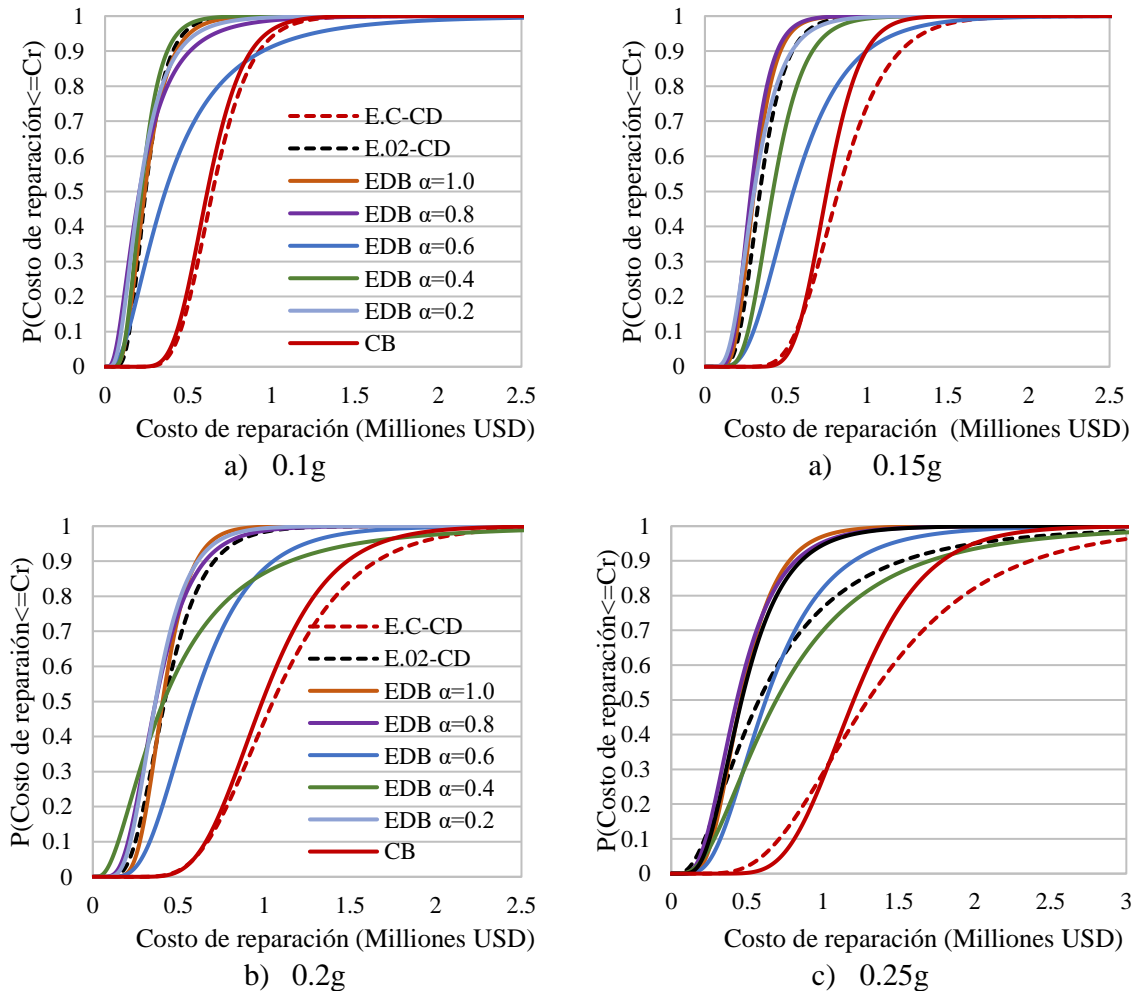


Figure 2.19. Distribución de la función de probabilidad de los costos de reparación.

En la Fig. 2.20 se muestran las pérdidas esperadas dada una intensidad y normalizadas con respecto al costo total de reemplazo, $E(L_T|IM)/\text{costo de reemplazo}$. Las líneas continuas corresponden a los casos en los que no se considera el daño acumulado, y las discontinuas a los casos en los que se toma en cuenta la acumulación del daño. En la Fig. 2.20 se puede ver que el valor esperado de las pérdidas de los casos EDB $\alpha=0.2$, EDB $\alpha=0.8$ y EDB $\alpha=1.0$ es similar para intensidades bajas, y que a medida que la intensidad incrementa, la pérdida aumenta; sin embargo, la variación es menor al 5% para intensidades altas (0.4g). Este fenómeno se debe a que el valor medio de la distribución de las pérdidas de ambos grupos de edificios presenta valores cercanos; sin embargo, la diferencia es significativa cuando se considera el daño acumulado en el edificio E.C-CD (curva con línea roja discontinua). Por otro lado, los casos EDB $\alpha=0.4$ y EDB $\alpha=0.6$ para algunas intensidades muestran pérdidas

cercanas al edificio convencional CB, esto último indica una baja eficiencia del sistema de amortiguamiento para estos casos.

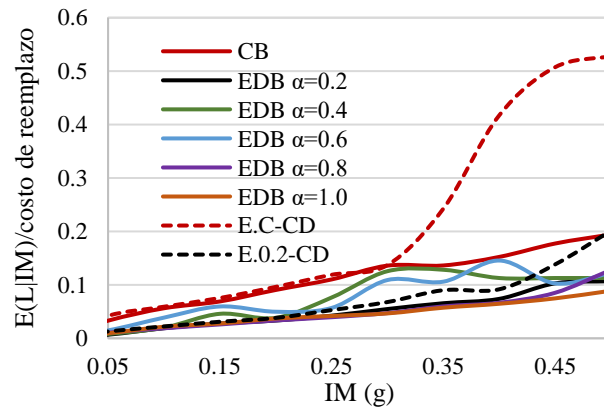


Figure 2.20. Valor esperado normalizado de la pérdida total dada la intensidad IM

Viento

Con respecto a la amenaza eólica, es posible calcular curvas similares a las de las Figs. 2.19 a y b, considerando que los sistemas a evaluar dependen del espesor de los vidrios de la fachada de los edificios. Las Figs. 2.21 a y b muestran la función de distribución acumulada (FDA) normalizada del costo de reparación de la fachada debido a viento para los sistemas F1, F2 y F3, correspondientes a velocidades de viento (V) iguales a 30 y 50m/s, respectivamente. Las pérdidas están normalizadas respecto al costo de reemplazo de la fachada F1. En la Fig. 2.21b se muestra que para una velocidad media del viento de 50 m/s la probabilidad de que el costo de reparación para el sistema F1 sea menor al 60% es cero, esto indica que para esta velocidad se esperan rupturas de vidrios que pueden incurrir en pérdidas de alrededor del 60% y por lo tanto se requiere evaluar la pertinencia de sistemas que puedan reducir el impacto económico. De forma similar a la amenaza por sismo, aquí también se calcula el valor esperado normalizado de las pérdidas dada una intensidad de viento para los tres sistemas de fachada (ver Fig. 2.22). En la Fig. 2.22 se puede identificar que el sistema de fachada F1 puede generar pérdidas significativas a partir de velocidades medias de viento superiores a los 30 m/s, mientras que para los sistemas F2 y F3 el umbral de velocidad media del viento es mayor. Además, se puede ver el punto en el que el sistema F2 tiene pérdidas esperadas superiores al sistema F1, esto se debe a que el sistema F1 tiende

a la pérdida normalizada de referencia mientras que el sistema F2 tiende a valores más altos debido a que tiene un costo inicial más alto. Con base en lo anterior, es importante identificar la frecuencia con la que se pueden presentar velocidades de viento superiores a 60 m/s.

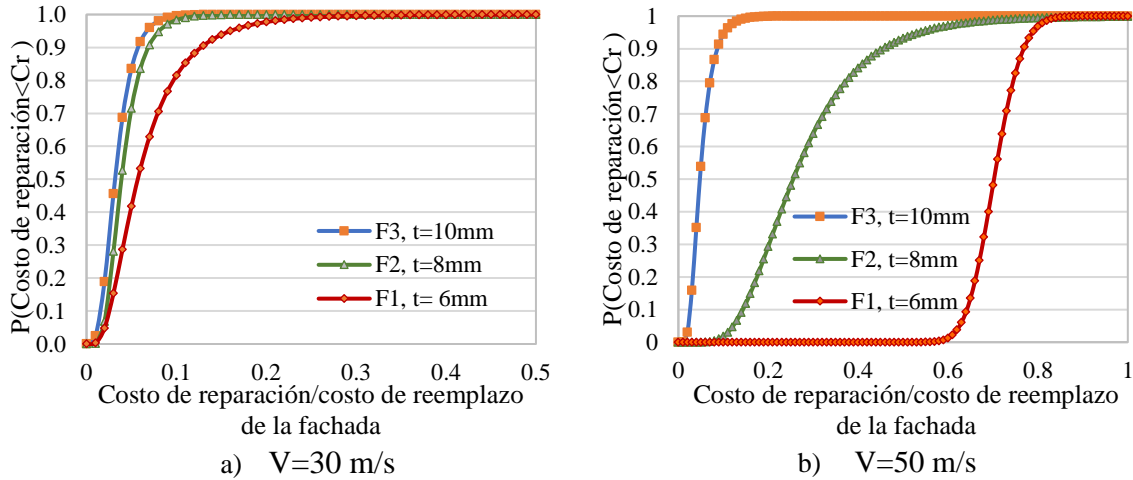


Figura 2.21. FDA del costo de reparación para una velocidad de 50 m/s

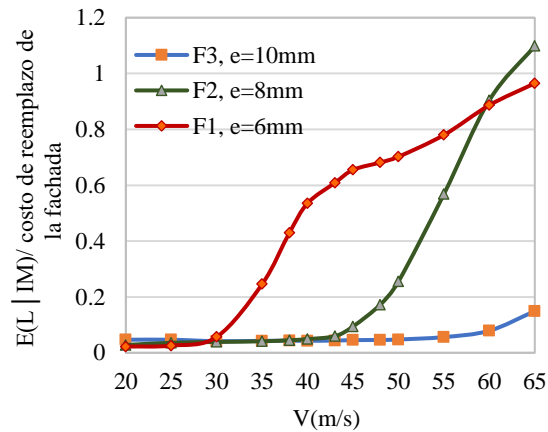


Figure 2.22 Pérdida esperada normalizada dada una velocidad media de viento.

2.3.8 Tasa de excedencia anual de las pérdidas económicas

Las Figs. 2.19, 2.20, 2.21 y 2.22 permiten conocer el nivel de pérdidas que se pueden tener en un sistema estructura en escenarios independientes (viento o sismo) de cierta intensidad; sin embargo, no se considera qué tan frecuentes pueden ser los eventos que generan las mayores pérdidas ni la incertidumbre de cada uno de los valores de pérdida, independientemente de la fuente de amenaza. Para tomar en cuenta lo anterior, en la presente

sección se calcula la tasa de excedencia anual de las pérdidas (costo de reparación / costo replazo) por sismo y por viento, de acuerdo con la Ec. 2.7.

La Fig. 2.23 muestra la tasa de excedencia anual (λ) de las pérdidas para los sistemas, analizados de forma independiente, por sismo y por viento. En la figura se puede ver que las pérdidas para $\lambda > 0.055$ están controladas por eventos eólicos, mientras que los eventos sísmicos controlan las pérdidas monetarias con menor recurrencia; nótese que los sistemas que tiene componentes de fachada más robustas tienden a reducir la tasa anual de excedencia de sus pérdidas, como es de esperarse. Es importante notar que el sistema F1 tiende a pérdidas económicas superiores a los edificios con sistema de amortiguamiento para tasas mayores que 0.005. Más adelante se muestra la importancia de considerar el efecto de las dos amenazas en la evaluación de pérdidas.

Por otro lado, cuando se considera el daño acumulado (caso E.C-CD) la curva tiende a separarse del caso en el que no se considera el daño acumulado (caso E.C), y para $\lambda > 0.005$ comienza una diferencia notable y rápidamente se alcanza pérdidas del 100% del costo de reemplazo. Este incremento abrupto de los costos de reparación está influenciado por la forma de las funciones de distribución de probabilidad para altas intensidades y por el “umbral de pérdida”. Este último es un parámetro que una vez que se supera, considera que el sistema se debe reemplazar y no es factible repararlo; este puede variar y depende de la economía local.

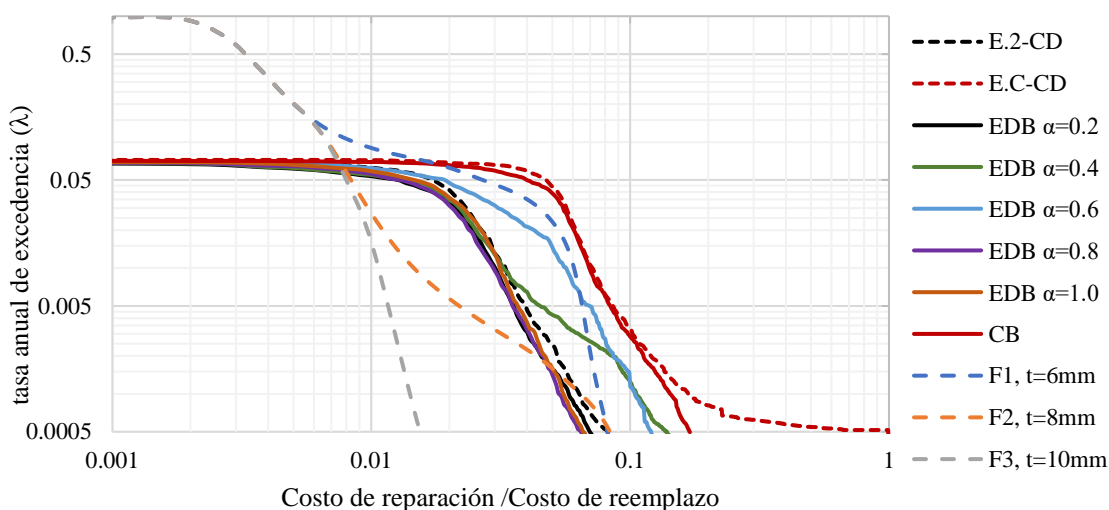


Figure 2.23. Tasa de excedencia anual de la pérdida por sismo y, alternativamente, por viento.

Las figuras 2.24 y 2.25 muestran la influencia que tiene el considerar las pérdidas económicas asociadas a la salida de operación “downtime” para tres casos de análisis, en línea continua se pueden ver los casos sin considerar el efecto del “downtime”, y en línea punteada los que si lo consideran. Estas figuras muestran claramente el impacto que puede tener el no considerar la salida de operación como variable de decisión; esta influencia se puede leer como un menor periodo de retorno para los mismos valores de pérdida.

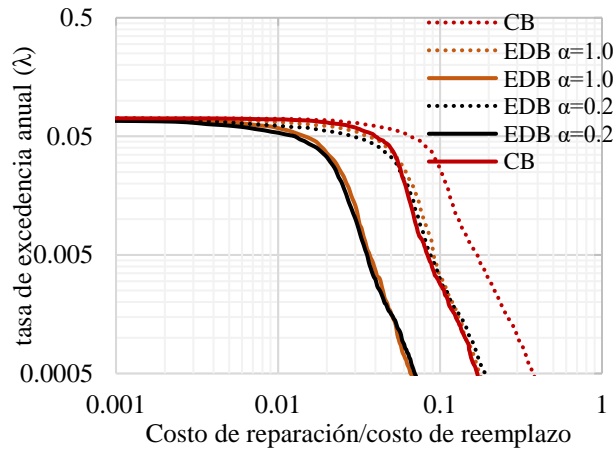


Figura 2.24. Tasa de excedencia anual de la pérdida por sismo considerando y alternativamente, sin considerar la salida de operación “downtime”

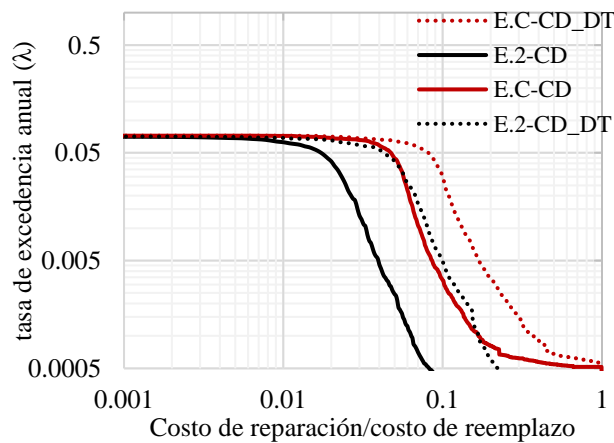


Figura 2.25. Tasa de excedencia anual de la pérdida por sismo con daño acumulado, y considerando y alternativamente, sin considerar el “downtime”

De forma similar a como se realiza la evaluación por sismo y, alternativamente, por viento, se puede calcular la tasa de excedencia anual de las pérdidas correspondiente a viento más sismo (V+S). Esta se calcula como la suma de las tasas de excedencia anual calculadas de forma independiente para cada amenaza y para el mismo nivel de pérdida.

La Fig. 2.26 muestra las tasas de excedencia anual de las pérdidas (V+S) correspondiente a los casos E.C-6, E.2-6, E.4-6, E.8-6, E1.0-6, E.C-CD Y E.2-CD. Es importante notar que en las zonas cercanas a la intersección de las curvas hay un incremento en las tasas de excedencia (respecto a las de la Fig. 2.23); mientras que, en la zona superior ($\lambda > 0.06$) el fenómeno está controlado por el viento, y para para tasas pequeñas está controlado por una combinación de viento + sismo (V+S) para los casos E.C-6 y E.6-6. Lo anterior se debe a que tanto en viento como el sismo tienen tasas de excedencia anuales similares para los mismos valores de pérdida, y por lo tanto, el periodo de recurrencia de las pérdidas es más bajo al considerar ambas amenazas. En los casos en los que el sistema de fachada corresponde con el F3, la zona inferior de la curva ($\lambda < 0.06$) está dominada por los eventos sísmicos debido a que las pérdidas y daños asociados del sistema F3 son muy bajos.

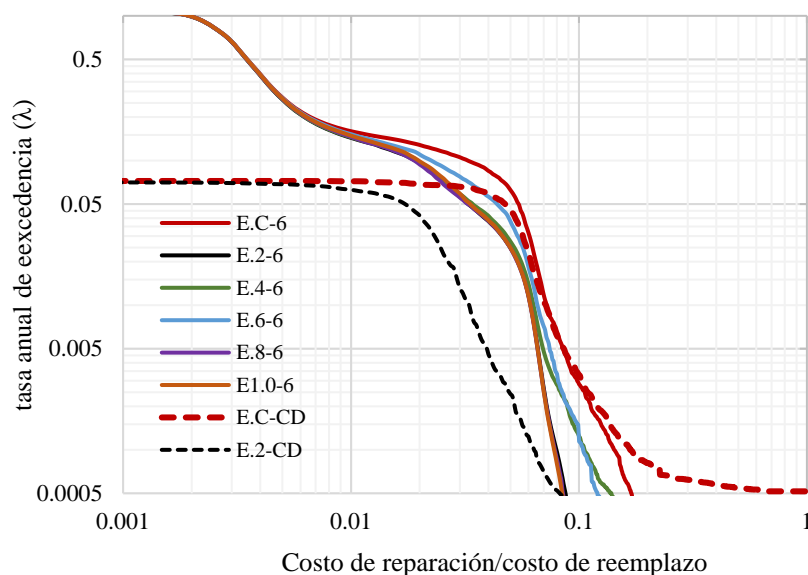


Figura 2.26. Tasa de excedencia anual de la pérdida total (Sismo + Viento)

Las figuras 2.27, 2.28 y 2.29 muestran la influencia del cambio de sistema (F1, F2 y F3, respectivamente) en la tasa anual de excedencia. En estas figuras se puede identificar los puntos en donde hay una influencia significativa del viento, sismo, o viento + sismo. En la figura 2.27a

se observa que las pérdidas están controladas en su mayoría por la amenaza debida a viento y el sismo tiene una influencia muy baja en la zona central de la curva E.2-6; mientras que la figura 2.29a muestra que el viento domina para tasas de excedencia mayores que 0.05 y las menores están dominadas por el sismo.

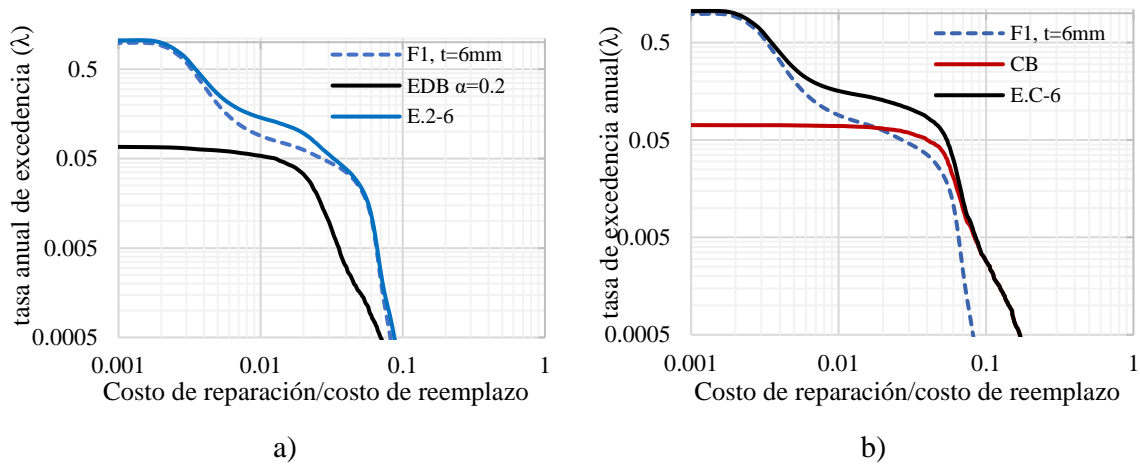


Figura 2.27. Tasa de excedencia anual de la pérdida total: a) para el sistema F1 (viento) , EDB $\alpha=0.2$ y E.2-6 (Sismo + Viento), b) para para el sistema F1 (viento) , CB y E.C-6 (Sismo + Viento)

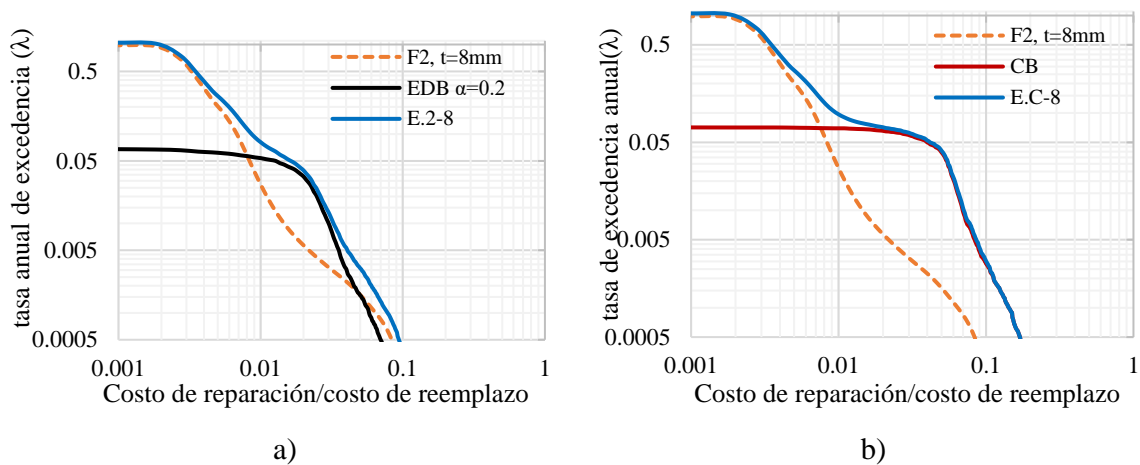


Figura 2.28. Tasa de excedencia anual de la pérdida total: a) para el sistema F2 (viento), EDB $\alpha=0.2$ y E.2-8 (Sismo + Viento), b) para para el sistema F2 (viento) , CB y E.C-8 (Sismo + Viento)

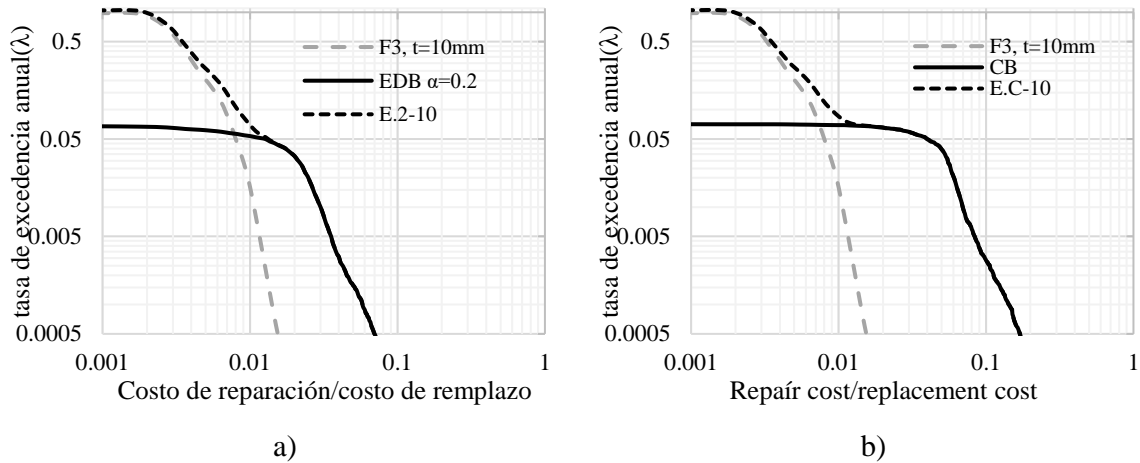


Figura 2.29. Tasa de excedencia anual de la pérdida total: a) para el sistema F3 (viento), EDB $\alpha=0.2$ y E.2-10 (Sismo + Viento), b) para para el sistema F3 (viento), CB y E.C-10 (Sismo + Viento)

2.3.9 Pérdida anual esperada (costo de reparación, tiempo de reparación y “downtime”), sin considerar el daño acumulado

En los años recientes, los valores anualizados de las pérdidas esperadas (PAE), tales como costo de reparación, el tiempo de reparación, down time, etc., se han adoptado como parámetros útiles para establecer el desempeño de estructuras mediante análisis costo-beneficio. La Fig. 2.30 muestra la PAE normalizada respecto al costo de reemplazo del edificio E.C-6 (que es el edificio de referencia), para cada amenaza (sismo y viento), y para los casos que no consideran daño estructural acumulado. La Fig. 2.30 muestra la fracción del costo total del edificio de referencia que se invierte anualmente en reparaciones, ya sea por sismo o por viento. Por otro lado, en la Fig.2.31 se muestra el tiempo anual de reparación (TAE) que se emplea para reparar los daños asociados. Las Figs. 2.30 y 2.31 se pueden hacer los siguientes comentarios: 1) se identifica que ambas amenazas (viento y sismo) pueden contribuir al PAE en proporciones similares, por lo que despremiar alguno en la análisis costo-beneficio puede incurrir en errores significativos en la toma de decisiones (por ejemplo: en la inversión inicial, prima de seguros, etc); 2) al incluir sistema de amortiguamiento (Casos E.1-6 al E1.0-10) se observa una reducción de hasta el 60% en PAE-Sismo respecto al edificio E.C-6; una situación similar ocurre al modificar el espesor del vidrio templado de 6mm a 8 o 10mm para el caso del PAE-Viento; 3) en los tipos de edificios E.C-6, E.C-8 y

E.C-10 el parámetro PAE está dominado por los efectos del sismo, mientras que en los sistemas restantes se observa que dominan los efectos de viento. Lo anterior indica que para reducir PAE y TAE es necesario implementar cambios en el sistema estructural (e. g. implementar sistemas de amortiguamiento, incrementar las dimensiones de los elementos estructurales, etc.), así como en el de fachada.

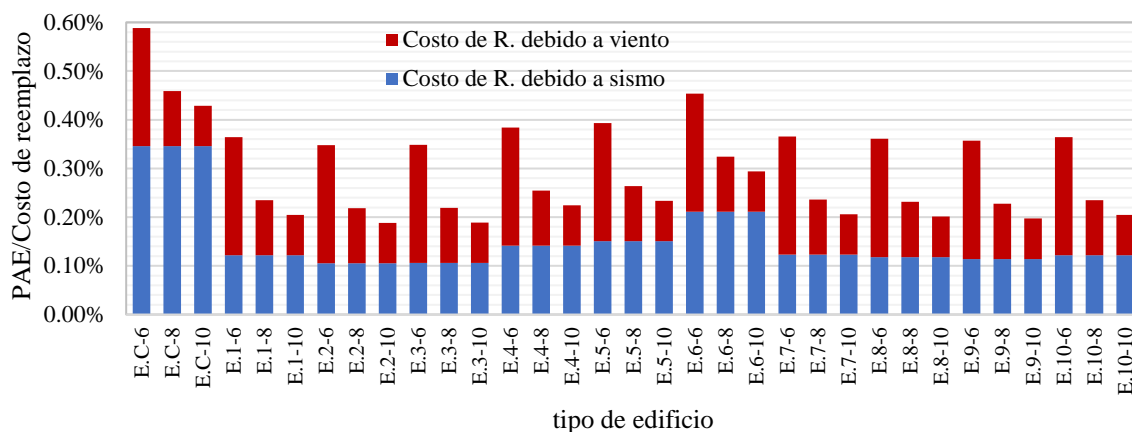


Figura 2.30. Valores esperados de pérdidas anuales normalizados respecto al costo de reemplazo, debidos a viento y a sismo, correspondientes a los tipos de edificios de la Tabla 2.4, sin considerar daño acumulado.

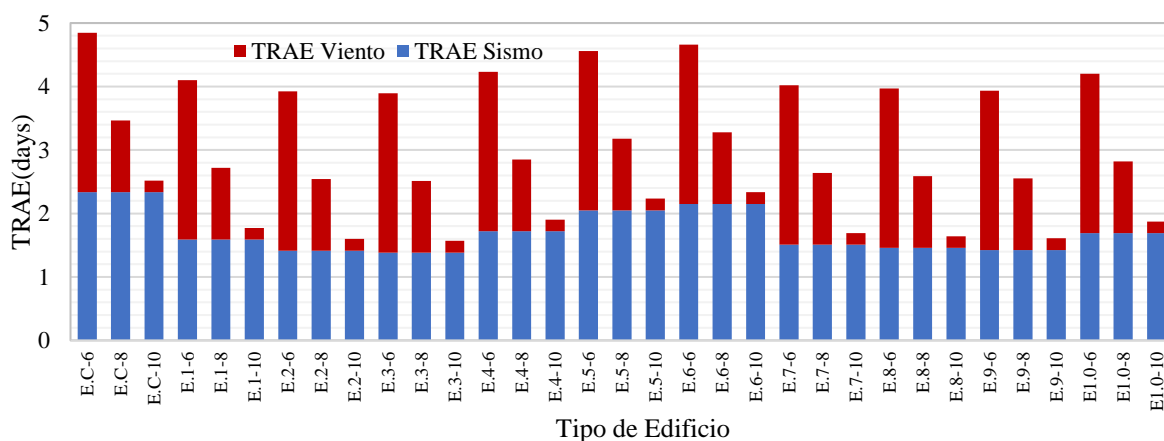


Figura 2.31. Valor esperado anualizado del tiempo de reparación debido a viento y sismo, correspondientes a los tipos de edificios de la Tabla 2.4, sin considerar daño acumulado

El parámetro PAE permite obtener información valiosa para estimar los flujos anuales debido a pérdidas ocasionadas por sismo o por viento; los cuales son útiles para una evaluación económica en un análisis costo-beneficio.

2.3.10 Costo total en el ciclo de vida (CTCV) y optimización

Influencia del costo asociado al “downtime” en la selección del diseño óptimo

Las consideraciones en el análisis del costo en el ciclo de vida integran de forma razonable las incertidumbres asociadas a la demanda y a la capacidad de los sistemas estructurales, así como las pérdidas asociadas a los distintos niveles de daño que pueden experimentar los sistemas bajo amenazas de distinta naturaleza (Porter *et al.* 2015). En esta sección se evalúa el valor esperado del costo en el ciclo de vida como se indica en la Ec. 2.8, donde se considera el costo inicial de los sistemas estructurales y el valor presente de las pérdidas anuales en un periodo de 50 años, y una tasa de descuento de 3%.

La Fig. 2.32 muestra el CTCV de los casos de estudio de la Tabla 2.4, sin considerar el daño estructural acumulado. En la figura se muestra la parte proporcional al costo inicial, el valor presente (VP) de las pérdidas por sismo y el valor presente de las pérdidas debidas a viento. En la misma figura se muestra el CTCV sin considerar el VP de las pérdidas asociadas al “downtime”, mientras que en la Fig. 2.33 sí se toman en cuenta. En las Figs. 2.32 y 2.33 se considera que el edificio E.C-6 es el sistema base y tiene un costo inicial normalizado unitario, y el costo inicial del resto de los edificios se calcula como un porcentaje del costo del E.C-6. En las figuras se puede ver que los edificios E.C-8 al E1.0-10 tienen un costo inicial mayor al E.C-6 entre un 1 y un 5%, a pesar de ello, al considerar el VP de las pérdidas asociadas, el CTCV de los edificios E.1-6 al E1.0-10 resulta menor que el del E.C-6. La Fig. 2.32 indica que el diseño óptimo es el E.2-6; sin embargo, cuando se incluyen las pérdidas asociadas a la salida de operación, el sistema con menor costo total es el E.2-10 (ver Fig. 2.33).

Lo anterior indica que el “downtime” puede regir la toma de decisiones, este puede tener mayor importancia en función de las actividades económicas que se desarrollen en el edificio, en este trabajo se considera que el uso del edificio es hotel de nivel intermedio, con

una ocupación media anual del 30% (Secretaría de Turismo, 2021) y las pérdidas asociadas al “downtime” pueden variar de un 3.84% a 12.61% el costo total del edificio.

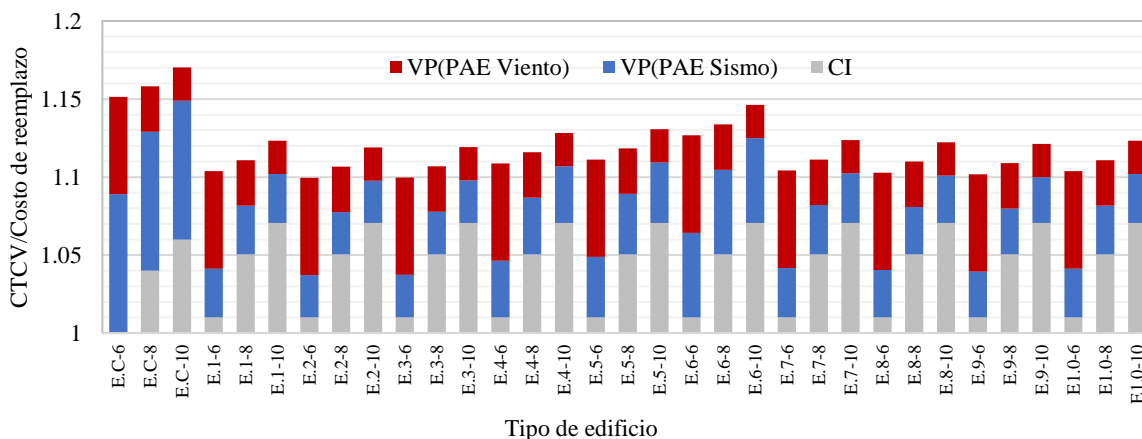


Figura 2.32. Costo total en el ciclo de vida para cada tipo de edificio sin considerar la pérdida asociada al “downtime”

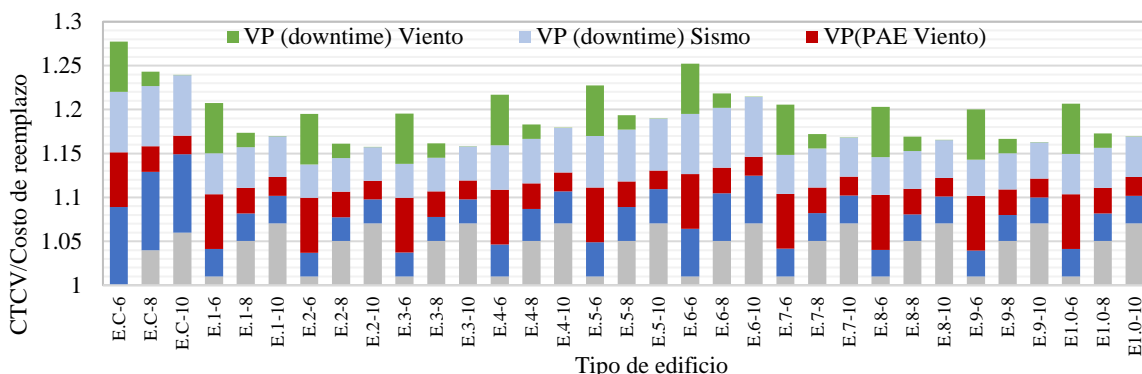


Figura 2.33. Costo total en el ciclo de vida para cada tipo de edificio considerando la pérdida asociada al “downtime”

Influencia del daño acumulado en los parámetros PAE, TRAE y CTCV

En las secciones 2.3.7 y 2.3.8 se muestra la influencia del daño acumulado en las pérdidas esperadas dado una IM y la tasa de excedencia anual de las pérdidas (las cuales son más notorias para altas intensidades o para tasa de excedencia bajas, $\nu < 0.05$), respectivamente. En la presente sección se evalúa su influencia en otros parámetros de decisión en estructuras sometidas a acciones sísmicas. Dicha influencia se muestra para los casos E.C-CD y E.2-CD,

y se compara con los respectivos casos en los que no se considera el daño acumulado (E.C-10 y E.2-10).

Las Figs. 2.34a, 2.34b y 2.35 muestran los valores esperados anualizados del costo de reparación (PAE/costo de reemplazo), el tiempo de reparación (PAE), y del costo de reparación más el del “downtime”, respectivamente, considerando daño acumulado y sin considerarlo, para los casos E.C-10, E.C-CD, E.2-10 y E.2-CD. En las figuras se puede ver que al considerar el daño acumulado en el edificio convencional (caso E.C-CD) hay un incremento en PAE de 17.1% respecto al caso que no lo considera (caso E.C-10), mientras que para el caso del edificio con sistema de amortiguamiento el incremento del PAE entre los casos E.2-CD y E.2-10 es igual a 27.2%. Es importante notar que aunque el incremento de PAE del sistema E.2-CD/E.2-10 es mayor respecto E.C-CD/E.C-10, los valores absolutos de PAE del caso E.2-CD son mucho menores al caso E.C-10, es decir, tiene un mejor desempeño estructural aún cuando se compara con un edificio convencional que no toma en cuenta el daño acumulado.

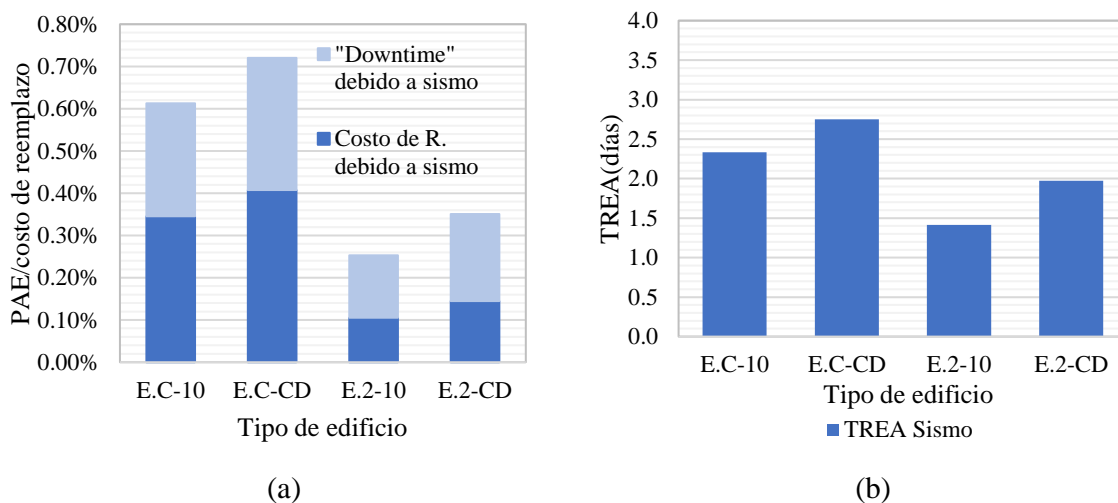


Figura 2.34. Valores esperados anualizados de a) costo de reparación y downtime, y b) tiempo de reparación debido a sismo y considerando el daño acumulado

La Fig. 2.35 a muestra el CTCV de los casos E.C-10, E.C-CD, E.2-10 y E.2-CD, considerando el “downtime”. En la Fig. 2.35 se puede ver que al considerar el daño acumulado la contribución del “downtime” se incrementa debido a que se requiere mayor tiempo para realizar reparaciones y, por lo tanto, se tiene mayor tiempo de salida de

operación. El incremento de CTCV de los casos E.C-CD/E.C-10 es igual a 2.3%, y para el caso E.2-CD/E.2-10 es igual a 2.2%, no obstante, el edificio E.2-CD presenta un menor CTCV que el edificio E.C-10 y otro caso con sistema de amortiguamiento, por lo que muestra un buen desempeño estructural aún cuando se considera el daño acumulado.

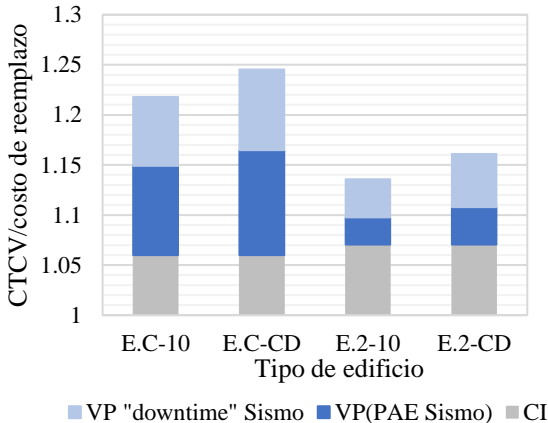


Figura 2.35. Costo total en el ciclo de vida normalizado para cada tipo de edificio y considerando las pérdidas asociadas al “downtime”.

En resumen, el proceso de optimización se realizó para los primeros 33 edificios en donde no se considera el daño acumulado (casos EC-6 to E1.0-10). El caso óptimo del conjunto de edificios con sistema de amortiguamiento es el caso E.2-10, mientras que el caso E.C-10 es el edificio convencional óptimo.

Los dos edificios seleccionados fueron sometidos a secuencias de movimientos sísmicos para evaluar el incremento en las variables de decisión como la pérdida anual esperada (PAE) y el costo total en el ciclo de vida (CTCV) debido a la acumulación de daño. Se considera que la evaluación de estos dos casos proporciona una idea clara del nivel de pérdidas que pueden tener los edificios optimizados mediante el costo mínimo en el ciclo de vida y no es necesario evaluar los casos no óptimos.

Por otro lado, para el caso del análisis por viento, se realizó un análisis de sensibilidad para determinar los componentes propensos a acumular daño. Este análisis indica que mientras el sistema estructural se mantiene en el intervalo de comportamiento elástico, los vidrios de la fachada son sometidos a presiones que ocasionan su falla. En este sentido, se evalúa el daño acumulado que sufre la fachada debido a que los vidrios pueden fallar en

diferentes instantes de tiempo y en diferentes posiciones para una misma historia de velocidades de viento. En el caso de múltiples secuencias de historias de viento, se considera que los vidrios de fachada que sufrieron daño son reemplazados entre eventos y en consecuencia el daño acumulado en este tipo de componentes no es significativo

2.4. Conclusiones de la Parte II

Se presentó una metodología para evaluar las pérdidas económicas mediante diferentes parámetros de decisión, en la cual se cuantifican la influencia de variables tales como: a) amenazas múltiples independientes, b) el daño estructural acumulado, y c) el “downtime” debido a tiempos de reparación. La metodología se aplica a un edificio de 28 niveles diseñado de forma convencional, y alternativamente, diseñado con sistema de amortiguamiento viscoso no lineal, que proporciona 20% de amortiguamiento crítico; se consideran 10 diferentes exponentes de amortiguamiento α ; además, se evalúa la pertinencia del sistema de fachada con tres diferentes espesores de vidrio templado.

Enseguida se mencionan las conclusiones generales (con letra itálica) y las conclusiones particulares, obtenidas de este estudio.

a) Con respecto al análisis de amenaza múltiple

El diseño óptimo puede ser diferente si se considera solo una amenaza (viento o sismo).

Se determinó que las amenazas de viento y de sismo tienen una participación similar en la pérdida anual esperada (PAE), por lo que desprestigiar alguna de ellos puede traer errores en la selección del diseño óptimo.

Mediante las curvas de tasa de excedencia anual de las pérdidas se determinó para el edificio en estudio, que la amenaza eólica controla las pérdidas para $\lambda > 0.06$, mientras que para $\lambda < 0.06$ está controlado por eventos de sismo + viento. Al implementar el sistema de fachada F3, las pérdidas están controladas por eventos sísmicos.

b) Con respecto al daño acumulado en los edificios

El daño acumulado juega un papel importante en la evaluación de pérdidas.

En el análisis basado en intensidad se identificó que para una $IM > 0.3g$ las pérdidas cambian significativamente cuando se considera el daño acumulado con respecto al caso en que este no se considera.

El caso óptimo (caso E.2-10) así como el edificio convencional con menor CTCV (caso E.C-10) se evaluaron ante la acción de secuencias sísmicas (casos E.C-CD y E.2-CD). A partir de los análisis se determinó que el incremento de la PAE fue de 27.2, y de 17.1%, respectivamente.

c) Con respecto a la salida de operación “downtime”

Es importante tomar en cuenta el impacto económico debido al hecho de que las estructuras no se pueden usar y se deben reparar posterior a daños ocasionados por sismo o viento. El costo asociado a la salida de operación “downtime” puede tener una influencia en la selección del diseño óptimo.

En este estudio, el caso óptimo es el que corresponde a un $\alpha=0.2$ y espesor de vidrios de 6mm cuando no se considera el downtime (E.2-6); sin embargo, cuando se considera el downtime, el caso óptimo es el E.2-10), que corresponde a un espesor de vidrios de 10mm y $\alpha=0.2$.

d) Con respecto al amortiguamiento viscoso proporcionado por los dispositivos

La PAE and CTCV son diferentes para los edificios que se estudiaron, incluso cuando en el proceso de diseño se utiliza el mismo porcentaje de amortiguamiento.

En general, la inclusión de sistemas de amortiguamiento reduce las variables de decisión PAE, EAT y el valor esperado del CTCV.

La inclusión de disipadores de energía puede reducir los parámetros PAE, TAE y CTCV en los siguientes porcentajes: 1) 50% para PAE y TAE; y en 5% para el CTCV, cuando se considera solo sismo; 2) 69% para PAE y TAE; y 10.1% para el CTCV, cuando se considera sismo + viento.

e) Con respecto al espesor de los cristales

Cuando se incrementa el espesor del vidrio templado de 6 a 8mm se obtienen reducciones mayores al 50% en los parámetros de decisión PAE, TAE y VP, el porcentaje cambia a 66% cuando se modifica de 6 a 10mm.

La metodología propuesta puede ser aplicada para obtener la mejor alternativa entre diferentes tipos de estructuras o infraestructura, siempre y cuando se cuente con la información suficiente y se realicen los ajustes pertinentes en cada uno de los siguientes pasos: 1) análisis de amenaza, 2) respuesta estructural, 3) análisis de daños, 4) análisis de consecuencias y optimización.

Referencias PARTE II

American Society of Civil Engineers. (2017). ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. In *ANSI/ASCE Standard*. <https://doi.org/10.1061/9780872629042>

Applied Technology Council. (2012). *FEMA P58 Seismic Performance Assessment of Buildings* (Vol. 1).

Applied Technology Council. (2018). *FEMA P58 Seismic Performance Assessment of Buildings* (Vol. 1).

Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2006). Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), 1077–1095. <https://doi.org/10.1002/eqe.571>

Bruneau, M., Barbato, M., Padgett, J. E., Zaghi, A. E., Mitrani-Reiser, J., & Li, Y. (2017). State of the Art of Multihazard Design. *Journal of Structural Engineering*, 143(10), 03117002. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001893](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001893)

Carr, A. J. (2011). RUAUMOKO The Maori God of Volcanoes and Earthquakes. Volume 3: User Manual for the 3-Dimensional Version. *Ruaumoko3D*, 3, 152.

Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press.

Comerio, M. C. (2006). Estimating downtime in loss modeling. *Earthquake Spectra*, 22(2), 349–365. <https://doi.org/10.1193/1.2191017>

Comisión Federal de Electricidad (2008). *Manual de obras civiles diseño por viento 2008*.

Comisión Federal de Electricidad (2015). *Manual de obras civiles diseño por sismo 2015*.

Carrillo C. (2016). Influencia del Deterioro por Corrosión en la Confiabilidad de Edificios de Concreto Reforzado. Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(April 2002), 526–533. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526))

Cui, W., & Caracoglia, L. (2020). Performance-based wind engineering of tall buildings examining life-cycle downtime and multisource wind damage. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 146(04019179), 1–12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002479](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002479)

Esteva, L., Díaz-López, O. J., Vásquez, A., & León, J. A. (2016). Structural damage accumulation and control for life cycle optimum seismic performance of buildings. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(7), 848–860. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1064967>

European Committee for Standardization, EN15129 Anti-seismic devices, 2009.

Fischinger, M. (2014). Performance Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, Springer (Vol. 32). https://doi.org/10.1007/978-94-017-8875-5_24

Gardoni, P., & LaFave, J. M. (2016). Multi-hazard approaches to civil infrastructure engineering. In *Multi-Hazard Approaches to Civil Infrastructure Engineering*. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-29713-2>

Guerrero, H., Terán-Gilmore, A., Ji, T., & Escobar, J. A. (2017). Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils. *Engineering Structures*, 136, 406–419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.038>

Huang, M. (2017). *High-Rise Buildings Under Multi-Hazard Environment*. springer. <https://doi.org/10.1007/978-981-10-1744-5>

Ierimonti, L., Caracoglia, L., Venanzi, I., & 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*, 171, 207–218. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.09.020>

Jaimes, M. A., Reinoso, E., & Esteva, L. (2015). Risk Analysis for Structures Exposed to Several Multi-Hazard Sources Risk Analysis for Structures Exposed to Several Multi-Hazard Sources. *Journal of Earthquake Engineering*, 19(2), 297–312. <https://doi.org/10.1080/13632469.2014.962673>

Jalayer, F., & Ebrahimian, H. (2017). Seismic risk assessment considering cumulative damage due to aftershocks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46(3), 369–389. <https://doi.org/10.1002/eqe.2792>

Kappes, M. S., Keiler, M., von Elverfeldt, K., & Glade, T. (2012). Challenges of analyzing multi-hazard risk: A review. *Natural Hazards*, 64(2), 1925–1958. <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0294-2>

Kong, J. S. M., & Frangopol, D. M. (2003). Life-Cycle Reliability-Based Maintenance Cost Optimization of Deteriorating Structures with Emphasis on Bridges. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 129(6), 818–828.

Krawinkler, H., & Zohrei, M. (1983). Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions. *Computers and Structures*, 16(1–4), 531–541. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(83\)90193-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(83)90193-1)

Li, Y., & Ellingwood, B. R. (2009). Framework for Multihazard Risk Assessment and Mitigation for Wood-Frame Residential Construction. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 135(2). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:2\(159\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(159))

Mahmoud, H., & Cheng, G. (2017). Framework for Lifecycle Cost Assessment of Steel Buildings under Seismic and Wind Hazards. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 143(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001663](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001663).

Mieler, M. & Mitrani-Reiser, J. (2018). Review of the state of the art in assessing earthquake-induced loss of functionality in buildings. *Journal of Structural Engineering*, 144 (3): 04017218

Miyamoto, H. K., Gilani, A. S. J., Wada, A., & Ariyaratana, C. (2010). Limit states and failure mechanisms of viscous dampers and the implications for large earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39, 1279–1297. <https://doi.org/10.1002/eqe>

Molina Hutt, C., Almufti, I., Willford, M., & Deierlein, G. (2015). Seismic Loss and Downtime Assessment of Existing Tall Steel-Framed Buildings and Strategies for Increased Resilience. *Journal of Structural Engineering*, 142(8), C4015005. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001314](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001314)

Nikellis, A., Sett, K., & Whittaker, A. S. (2019). Multihazard Design and Cost-Benefit Analysis of Buildings with Special Moment-Resisting Steel Frames. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 145(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002298](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002298)

Ortegón-Esparza, J. A., & Pozos-Estrada, A. (2017). Public Programs for Wind Engineering Applications on Structures. *6th Structural Engineers World Congress*. <https://doi.org/https://proyectos.iingen.unam.mx/genesissimvt-svtpro/es/mx/Paginas/default.aspx>

Papadopoulos, A. N., & Bazzurro, P. (2021). Exploring probabilistic seismic risk assessment accounting for seismicity clustering and damage accumulation: Part II. Risk analysis. *Earthquake Spectra*, 37(1), 386–408. <https://doi.org/10.1177/8755293020938816>

Papadopoulos, A. N., Vamvatsikos, D., & Kazantzi, A. K. (2019). Development and application of FEMA P-58 compatible story loss functions. *Earthquake Spectra*, 55(1), 95–112. <https://doi.org/10.1193/102417EQS222M>

Pisano, G., & Carfagni, G. R. (2015). The statistical interpretation of the strength of float glass for structural applications. *Construction and Building Materials*, 98, 741–756. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.073>

Pisano, G., Carfagni, G. R., & Schneider, J. (2019). Open issues in the calibration of partial safety factors for heat-treated glass. *Structural Safety*, 79(March 2018), 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2019.01.002>

Porter, K., Farokhnia, K., Vamvatsikos, D., & Cho, I. (2015). Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements. *GEM Technical Report, October*, 116.

Ramirez, M. C., & Miranda, E. (2012). Significance of residual drift in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41, 1477–1493. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.2217>

Ramirez, O., Constantinou, M., Kitcher, C., Whittaker, A. S., Johnson, M. W., Gomez, J., & Chrysostomou, C. (2000). *Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems*.

Rubinstein, R. Y., & Kroese, D. P. (2017). Simulation and the Monte Carlo Method. In *New York: John Wiley & Sons* (Third edit). <https://doi.org/10.1002/9781118631980>

Samaras, E., Shinozuka, M., & Tsurui, A. (1985). ARMA Representation of Random Processes. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(3), 449–461.

Santos-Santiago, M. A., Ruiz, S. E., & Valenzuela-Beltrán, F. (2020). Influence of Higher Modes of Vibration on the Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Viscous Dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 26 (8), 3914-3937 <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1822223>

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(March), 102096. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2021.102096>

Secretaria de Turismo (2021). Ocupación hotelera anual en México. https://www.datatur.sectur.gob.mx/ITxEF/ITxEF_GRO.aspx, (acceso en enero 2022)

Sepehri, A., Taghikhany, T., & Ahmadi Namin, S. M. R. (2018). Seismic design and assessment of structures with viscous dampers at limit state levels: Focus on probability of damage in devices. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(1), 1–15. <https://doi.org/10.1002/tal.1569>

Tolentino, D., & Ruiz, S. E. (2015). Time-Dependent Confidence Factor for Structures with Cumulative Damage. *Earthquake Spectra*, 31(1), 441–461. <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>

Torres, M. A., & Ruiz, S. E. (2007). Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures*, 29, 2183–2192. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.014>

Turner and Townsend. (2019). *International construction market survey 2019*.

Wen, Y. K. (2001). Minimum lifecycle cost design under multiple hazards. *Reliability Engineering and System Safety*, 73, 223–231. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0951-8320\(01\)00047-3](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0951-8320(01)00047-3)

Yang, T. Y., Moehle, J., Stojadinovic, B., & Kiureghian, A. Der. (2009). Seismic Performance Evaluation of Facilities: Methodology and Implementation. *Journal of Structural Engineering*, 135(10), 1146–1154. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135)

Anexo A. Artículo publicado en el Journal of Earthquake Engineering.



Influence of Higher Modes of Vibration on the Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Viscous Dampers

Marco A. Santos-Santiago, Sonia E. Ruiz & Federico Valenzuela-Beltrán

To cite this article: Marco A. Santos-Santiago, Sonia E. Ruiz & Federico Valenzuela-Beltrán (2022) Influence of Higher Modes of Vibration on the Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Viscous Dampers, Journal of Earthquake Engineering, 26:8, 3914-3937, DOI: [10.1080/13632469.2020.1822223](https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1822223)

To link to this article: <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1822223>



Published online: 28 Sep 2020.



Submit your article to this journal [↗](#)



Article views: 109




View related articles [↗](#)



View Crossmark data [↗](#)



Influence of Higher Modes of Vibration on the Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Viscous Dampers

Marco A. Santos-Santiago^a, Sonia E. Ruiz ^a, and Federico Valenzuela-Beltrán^b

^aDepartment of Structural Engineering, Institute of Engineering, Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Mexico City, Mexico; ^bFacultad de Ingenieria, Universidad Autonoma de Sinaloa, Culiacan, Mexico

ABSTRACT

A study focused on evaluating the influence of higher modes of vibration on the seismic design of buildings with viscous dampers is presented. In the first part of the study, expressions to estimate velocity and acceleration correction factors, applicable to Mexico City, are proposed. In the second part, a numerical evaluation of two buildings with different characteristics is presented. Results show that both higher modes and velocity correction factors contribute up to 52% in the maximum force developed in the damping system at the upper stories of the building. Acceleration correction factors and higher modes contribute at less 16% in the floor acceleration response.

ARTICLE HISTORY

Received 9 April 2019
Accepted 7 September 2020

KEYWORDS

Viscous damper; energy dissipation devices; velocity response; vibration control; floor acceleration response; higher modes of vibration contribution

1. Introduction

Passive supplemental damping devices have been used during the last years to improve the seismic performance of structures worldwide. The devices act by absorbing part of the energy induced by a seismic event, and consequently, reducing the seismic demands on structures. Seismic design provisions for the analysis and design of structures equipped with supplemental damping devices have been included in building guidelines such as FEMA 273 (1997), FEMA-274 (2000), EN 15129 (2009), ASCE/SEI 7–10 (2010), ASCE/SEI 7–16 (2016) and in the more recent version of the Mexico City Building Code (MCBC, 2017), among others. A review of these guidelines can be found in Ruiz (2018). The present study is focused on velocity-dependent devices (i.e., fluid viscous dampers). In the design procedures of structures with viscous dampers, it is common to approximate both the relative velocity and the absolute acceleration by their corresponding pseudo-values, which may lead to large design errors, since these values may be very different between them. This is exemplified below.

The accurate estimation of the actual relative velocity acting on a structure equipped with viscous dampers is very important for the correct design of such devices. Simplified design procedures often use the spectral pseudo-velocity since it is readily available from the pseudo-acceleration design spectrum just dividing it by the natural frequency. Some works in the literature have found that this practice leads to large errors and may underestimate the actual forces to which dampers are subjected. (Lin and Chopra 2002; Pekcan et al. 1999; Ramirez et al 2000; Sadek, Mohraz, and Riley 2000). On the other hand, approximating the absolute acceleration as the pseudo-acceleration is valid only for systems with low damping ratios (< 10%), while for those with higher damping ratios the absolute acceleration is considerably greater than the pseudo-acceleration, especially for long period structures. This fact may cause an important underestimation of the base shear acting on such structures, as well as of the floor acceleration values used for the design of nonstructural components. Several authors have conducted studies about the dynamic behavior of structures with passive energy dissipation

devices as well as the differences between the actual relative velocity (SV) and the pseudo-velocity (PSV), as well as between the maximum absolute acceleration (SA) and the corresponding pseudo-acceleration (PSA). Some of them proposed velocity and acceleration correction factors; for example, Pekcan et al. (1999) proposed empirical relations that permit the transformation of the spectral pseudo-velocity to the actual relative velocity. They considered seismic records from USA, Japan, and Turkey. Sadek, Mohraz, and Riley (2000) developed velocity correction factors (VCF) and acceleration correction factors (ACF) resulting from the analysis of several SDOF systems subjected to seismic ground motions recorded in the western United States. The factors are a function of the damping ratio and the vibration period of the system. Ramirez et al. (2000) developed design methods for structures with passive energy dissipation devices, which, subsequently, were included in chapter 18 of ASCE/SEI 7–10 (2010) and ASCE/SEI 7–16 (2016); furthermore, the authors proposed VCF based on the dynamic response of bilinear SDOF systems with linear and, alternatively, with non-linear viscous dampers. Song et al. (2007) established a procedure to predict the relative velocity spectra from the 5% pseudo-acceleration spectrum, and to estimate the peak absolute acceleration; their method was based on random vibration theory. Sáez, Moroni, and Sarranzín (2012) performed an evaluation of the damping reduction factor and compared the seismic response of inelastic SDOF systems obtained by approximate methods with that corresponding to exact non-linear dynamic analyses; their results were proposed to be included in the design provisions for structures with energy dissipation devices of the Chilean Building Code (NCh433, 2012). Later, Sáez, Moroni, and Sarranzín (2014) developed velocity correction factors as a function of the maximum relative displacement, the equivalent viscous damping and the secant natural period; they considered linear and non-linear viscoelastic systems subjected to Chilean earthquake records. Also they found that the correction factor is strongly dependent on the structural non-linearity, type of soil and amount of damping in the system.

On the other hand, Meng-Hao and Kuo-Chun (2002) conducted an analysis regarding the influence of higher modes of vibration on buildings with viscoelastic dampers. Results showed that, for long-period structures with a non-proportional distribution of damping, the accelerations may be underestimated if the contribution of higher modes of vibration is not considered; furthermore, the forces in the “brace-damper” could be underestimated as well for this kind of structures. Adachi et al. (2013) studied the distribution of the relative floor velocities and their distribution along the height of super high-rise buildings as well as their relation with the maximum inter-story drifts. The authors concluded that the maximum velocities are located in the lower stories and have an influence on the maximum force developed in the damping devices. Palermo et al. (2016) proposed expressions to estimate the maximum pseudo-velocity profiles and a magnification factor that allows transforming the pseudo-velocity to total velocity, using shear type buildings structures. Their results were applied to a preliminary design methodology of buildings equipped with velocity-dependent devices. Palermo, Silvestri, and Trombetti (2017) conducted a sensitivity study to evaluate the tendency of the maximum structural response in terms of displacement and velocity on shear type building structures. The systems were subjected to real and simulated ground motions (with accelerations compatibles with the mean design spectrum) in order to determine and calibrate pseudo-velocity correction factors.

The present paper analyzes the contribution of higher modes of vibration to the velocity and acceleration response in the middle or upper stories of systems with high damping ratios (in this study, it is considered that the higher modes of vibration are all those that contribute significantly to the total structural response of the buildings); in addition, the implications of considering the pseudo-velocity and the pseudo-acceleration values instead of their real values in the design process of the damping and structural system, are evaluated. Structural demands are compared with those corresponding to nonlinear time-history analyses. Furthermore, there are proposed simplified mathematical expressions for correction factors of pseudo-velocity and pseudo-acceleration, in order to get their real values. The

mathematical expressions are based on the analysis of a large number of SDOF systems located in different soil conditions of Mexico City.

2. Seismic Zones

In order to propose the VCF and the ACF for different soil conditions, the Mexico City Valley was divided into eight zones (Castillo and Ruiz 2014) according to its dominant period (T_s), as shown in the first two columns of Table 1. A total of 1,272 ground motions recorded in 79 seismic stations were selected. The recorded ground motions correspond to subduction events with moment magnitude greater than or equal to 6 ($M \geq 6$), and with similar epicentral distances. The number of selected records for each seismic zone and the average dominant period of it are shown in columns 3 and 4 of Table 1, respectively. The dominant period of each seismic record is defined as the period where the pseudo-acceleration elastic response spectrum reaches its maximum value, and the dominant period of a given seismic zone is taken as the period where the arithmetic average spectrum reaches its maximum value. The localization of the stations and the main characteristics of the seismic events

Table 1. Zones of Mexico City according to the dominant period of the soil.

Zone	Range of periods (s)	Number of records	Average dominant period, T_s (s)	Zone	Range of periods (s)	Number of records	Average dominant period, T_s (s)
A	$T_s \leq 0.5$	57	0.48	E	$2.0 < T_s \leq 2.5$	177	2.4
B	$0.5 < T_s \leq 1.0$	257	0.9	F	$2.5 < T_s \leq 3.0$	136	2.82
C	$1.0 < T_s \leq 1.5$	264	1.35	G	$3.0 < T_s \leq 3.5$	85	3.35
D	$1.5 < T_s \leq 2.0$	271	2	H	$T_s > 3.5$	25	4.3

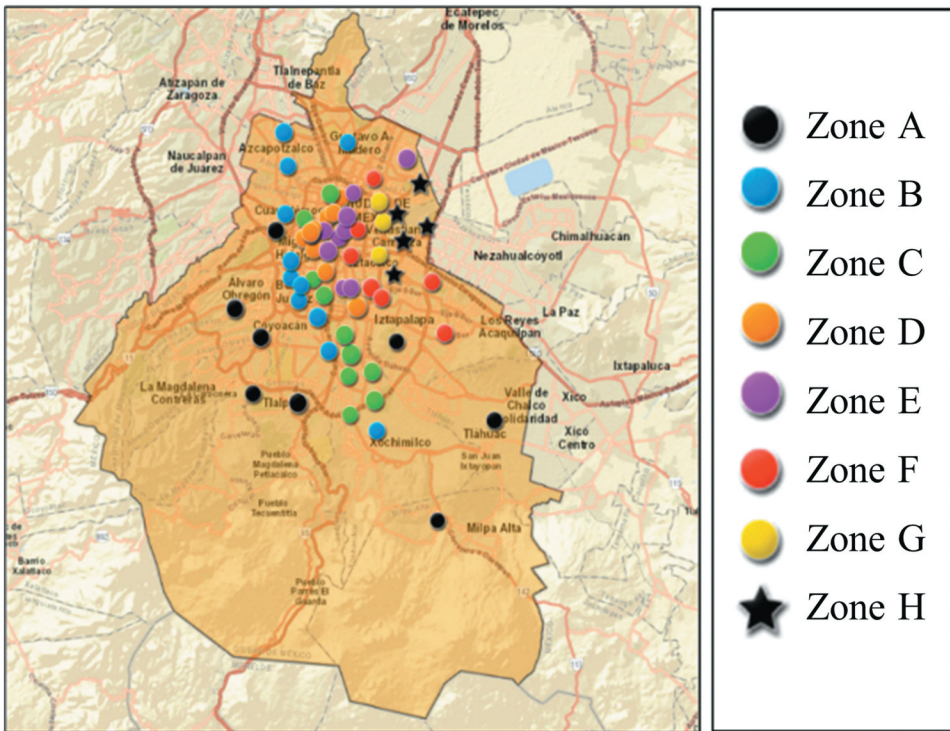


Figure 1. Location of the seismic stations corresponding to the eight classified zones of Mexico City.

Table 2. Main characteristics of the seismic events considered in the calculation of the velocity and acceleration correction factors.

Date	Epicentral coordinates		Moment magnitude (M_w)	Date	Epicentral coordinates		Moment magnitude (M_w)
	Lat. N	Long. W			Lat. N	Long. W	
03/09/1993	13.98	92.79	6.7	21/01/2003	18.6	104.22	7.6
10/09/1993	14.8	92.687	7.2	13/04/2007	17.09	100.44	6.3
24/10/1993	16.54	98.98	6.6	12/02/2008	16.19	94.54	6.6
14/03/1994	15.67	93.01	6.8	20/03/2012	16.42	98.36	7.5
14/09/1995	16.31	98.88	7.3	11/04/2012	17.9	103.06	6.4
09/10/1995	18.74	104.67	8	07/11/2012	14.08	92.32	7.3
12/10/1995	19.04	103.2	6.1	15/11/2012	18.17	100.52	6.1
21/10/1995	16.92	93.62	6.5	18/04/2014	17.18	101.19	7.2
10/01/1998	14.29	91.82	6.6	08/05/2014	17.11	100.87	6.5
03/02/1998	15.69	96.37	6.2	10/05/2014	17.06	100.95	6.1
09/08/2000	17.99	102.66	7	07/07/2014	14.75	92.63	6.9
13/01/2001	13.15	89.94	7.6	07/09/2017	14.85	94.11	8.2
19/05/2001	18.64	105.12	6.5	23/09/2017	16.48	94.9	6.1
18/04/2002	16.77	101.12	6.5				

associated with the selected records are presented in Fig. 1 and Table 2, respectively. The seismic records were provided by the Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES A.C.). Additional information about the localization of the seismic stations can be found at the CIRES A.C. webpage.

3. Comparison of the real relative velocity and absolute acceleration with their corresponding pseudo-values

3.1. Proposed Velocity Correction Factors (VCF)

To evaluate the differences between the real relative spectral velocity and the pseudo-velocity, SDOF systems with vibration periods ranging from 0.1 to 6 s and damping ratios of 5, 10, 15, 20, 25, and 30%, are analyzed. For each record of the set, the spectral velocity (SV) and the pseudo-velocity (PSV) are computed, and the ratio SV/PSV is calculated. The mean ratios of the seismic records corresponding to the eight seismic zones of Table 1 are shown in Fig. 2. It is observed that, for all damping ratios, the spectral velocity can be considered equal to the pseudo-velocity for systems with vibration periods close to the dominant period of the soil where they are located (i.e., $T_1/T_s \approx 1$). However, for short-period systems, the spectral velocity is considerably lower than the pseudo-velocity, while for long-period systems the spectral velocity is much higher than the corresponding pseudo-velocity. This is because the real spectral velocity tends to the peak ground velocity (V_g), and the pseudo-velocity approaches to zero when $T_1 \rightarrow \infty$. This behavior is more noticeable as the damping ratio becomes higher. Furthermore, it is noticed that the differences between the real relative velocity and the pseudo-velocity become smaller on very soft soils ($T_s > 3$ s) and the influence of damping ratio on such differences is considerably reduced (see Fig. 2e–h). Based on the above observations, it becomes evident that approximating the actual relative velocity by its corresponding pseudo-value is not accurate, especially for long period structures with high damping ratios. Therefore, a simplified mathematical expression is proposed for estimating the VCF for each of the eight seismic zones considered in this study. The expression for each zone depends on factors such as the vibration period of the structure (T), and the damping ratio (ζ). The expressions were fitted by means of a regression analysis using the least squares method, resulting as follows:

$$VCF = (a\zeta + b)T^{c+d} \tag{1}$$

where:

a, b, c, d are numerical parameters that depend on the seismic zone, as shown in Table 3.

T is the fundamental vibration period of the system

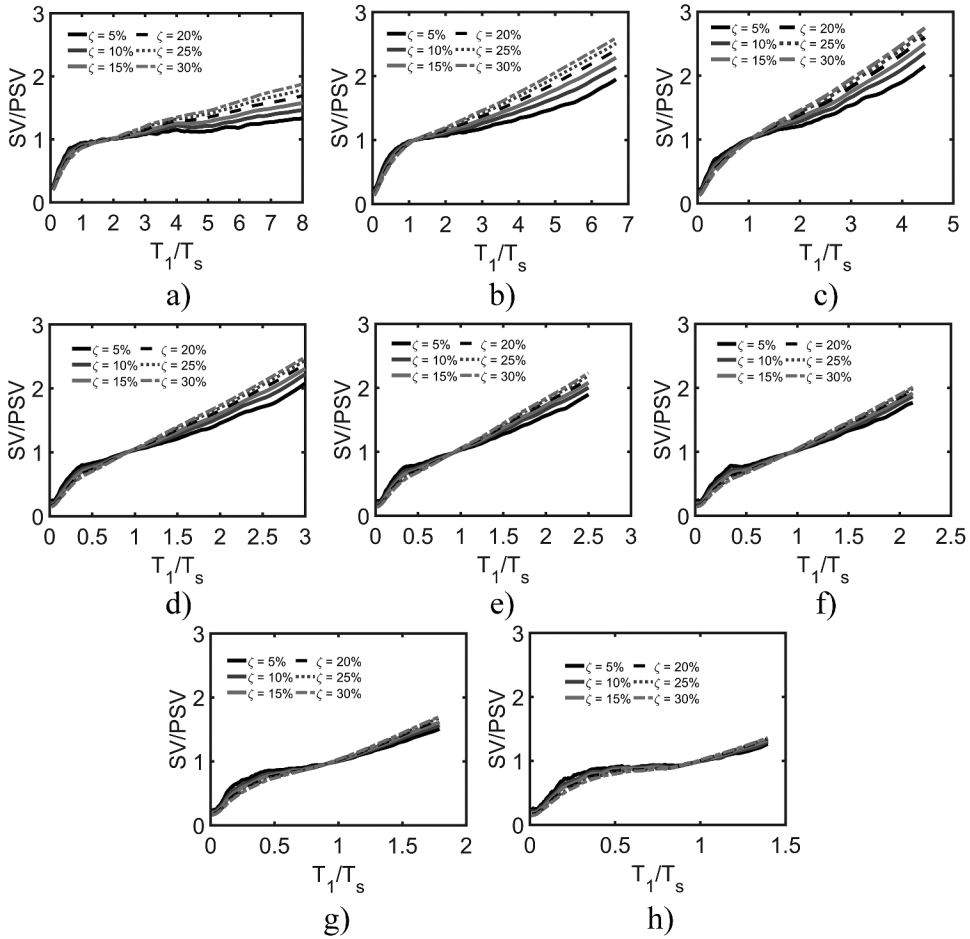


Figure 2. Mean spectral velocity (SV) to pseudo-velocity (PSV) ratios considering different damping ratios and vibration periods, corresponding to: a) zone A, b) zone B, c) zone C, d) zone D, e) zone E, f) zone F, g) zone G, and h) zone H.

Table 3. Parameters involved in Equations (1).

Zone	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	Zone	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
A	0.2	1	0.8	0.2	E	-0.5	0.75	1	0.4
B	-0.02	0.95	0.8	0.25	F	-0.6	0.7	1	0.4
C	-0.2	0.9	0.9	0.35	G	-0.5	0.7	0.8	0.3
D	-0.4	0.8	1	0.4	H	-0.6	0.7	0.6	0.3

ζ is the percentage of critical damping ratio

It is observed that Equation 1 is a power function of the form $Y = AX^B$, which accurately represents the VCF obtained in this investigation. According to the regression analysis, the parameters *A* and *B* varied linearly with the damping ratio (ζ), resulting in the final form of Equation 1. It should be noted that the proposed form does not have a physical reason but was used for mathematical convenience. Some goodness-of-fit statistics (i.e. coefficient of determination, R^2) for all zones and damping ratios are summarized in columns 2 to 7 of Table 4. It is shown that in most cases, R^2 is

Table 4. Values of the coefficient of determination (R^2) for Equations (1) and (2), considering all seismic zones and damping ratios.

Zone	Equation 1						Equation 2					
	5%	10%	15%	20%	25%	30%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
A	0.82	0.83	0.86	0.90	0.94	0.96	0.60	0.69	0.79	0.88	0.95	0.98
B	0.90	0.91	0.93	0.95	0.96	0.97	0.61	0.78	0.88	0.94	0.98	0.98
C	0.94	0.96	0.97	0.98	0.98	0.96	0.86	0.90	0.94	0.97	0.98	0.98
D	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.91	0.93	0.95	0.97	0.99	1.00
E	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.70	0.81	0.88	0.94	0.98	1.00
F	0.96	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.60	0.75	0.85	0.92	0.96	0.99
G	0.90	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97	0.83	0.92	0.92	0.91	0.91	0.92
H	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.96	0.78	0.80	0.80	0.78	0.78	0.79

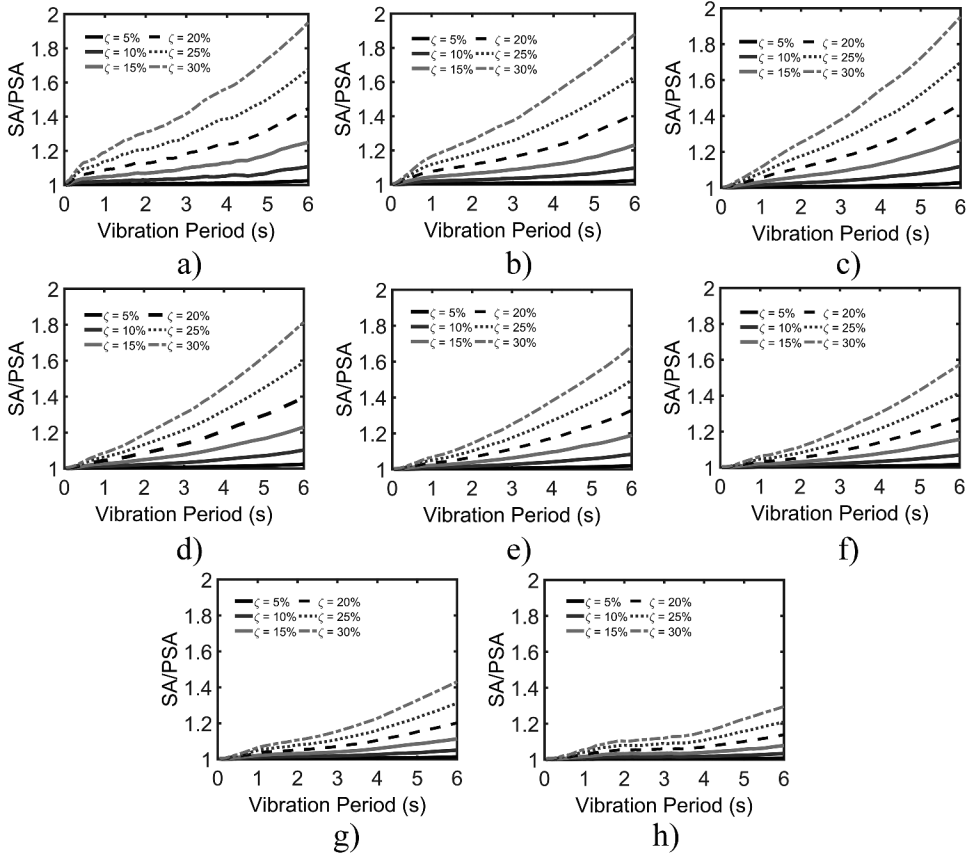


Figure 3. Mean absolute acceleration (SA) to pseudo-acceleration (PSA) ratios considering different damping ratios and vibration periods, corresponding to: a) zone A, b) zone B, c) zone C, d) zone D, e) zone E, f) zone F, g) zone G, and h) zone H.

higher than 0.90, reflecting a very good match between the actual VCF and those obtained by Equation 1.

3.2. Proposed Acceleration Correction Factors (ACF)

Following a similar procedure, the SA/PSA ratios are calculated, and the mean values are presented in Fig. 3a–h. It can be seen that approximating the absolute acceleration by the pseudo-acceleration is accurate only for structures with low damping ratios (about 5%). The figures confirm the discrepancy

Table 5. Parameters involved in Equation (2).

Zone	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>h</i>	Zone	<i>e</i>	<i>f</i>	<i>g</i>	<i>h</i>
A	2.1	2	0.15	1	E	0.5	1.75	0.3	1.7
B	1.6	2	0.2	1.2	F	0.45	1.75	0.3	1.6
C	1.2	1.9	0.17	1.3	G	0.4	1.6	0.2	1.2
D	0.7	1.8	0.2	1.5	H	0.5	1.7	0.15	0.8

between the absolute acceleration and the pseudo-acceleration, especially for long period structures with high damping ratios. This discrepancy tends to be lower for structures located on very soft soils, as can be confirmed in Fig. 3f–h. The resulting expression to estimate the ACF is:

$$ACF = e\zeta^f T^{g \ln(\zeta) + h} + 1 \quad (2)$$

where:

e, *f*, *g*, *h* are numerical parameters that depend on the seismic zone, as shown in Table 5. *T* and ζ were defined above.

As in the case of Equation 1, we sought for a simple equation that properly represented the actual ACF data. There is also no physical reason for the choice of the mathematical form. Different regression analyses were conducted to reach an option that met the aforementioned requirements. It was found that a power function with an additional constant term of the form $Y = AX^B + C$ is adequate to represent the ACF calculated. In addition, from the regression analysis, it was observed that a logarithmic function of the damping ratio to the power of the fundamental period captures the variation of the actual ACF for all damping ratios and vibration periods considered. The corresponding values of R^2 for all zones and critical damping ratios are summarized in columns 8 to 13 of Table 4. It is observed that, in general, the R^2 values tend to increase with the damping ratio. Also, it is noted that for low damping ratios ($\zeta = 5\%$) and some seismic zones, R^2 could be around 0.6; however, from Fig. 3, it is observed that the actual acceleration and the pseudo-acceleration are very similar for the range of vibration periods considered and $\zeta = 5\%$. On the other hand, for high damping ratios (associated with a considerable underestimation of the actual absolute acceleration), the values of R^2 are close to unity in most cases, indicating that Equation 2 fits properly the data.

3.3. Comparison of Equations 1 and 2 with Other Expressions in the Literature

There are different expressions in the literature to estimate velocity correction factors. Sadek, Mohraz, and Riley (2000) used 72 components of seismic ground motions recorded on the west coast of USA. Moreover, Pekca, Mander, and Chen (1999) used 36 components of seismic ground motions recorded in Japan, Turkey, and the USA. The records were scaled to a maximum spectral velocity of 1 m/s. The expressions proposed by Ramírez et al. (2000) were obtained using bilinear SDOF systems subjected to 10 pairs of ground motions recorded on firm soil of the east coast of USA. The records correspond to far-field events and to a moment magnitude greater than or equal to 6.5. In a similar way, Sáez, Moroni, and Sarranzín (2014) calibrated an expression based on 130 seismic records corresponding to different soil conditions of Chile; the seismic ground motions used by these authors, correspond to intra-slab events.

Figure 4a compares three expressions proposed by different authors with the one proposed here for Zone A, for 5% of critical damping. It is noticed that it is not shown the Ramírez et al. (2002) VCFs because in their research there were tabulated damping ratios higher than 10%. Fig. 4b shows the comparison with the four expressions for a damping ratio of 30%. According to Sadek, Mohraz, and Riley (2000), *V* and *PSV* values are very similar for vibration periods close to 0.5 s. For periods lower than 0.5 s, *PSV* is considerably lower than *V* while for periods larger than 0.5 s the opposite occurs. For this reason, it becomes necessary to use a correction factor to estimate the real velocity. This is critical for structural systems with high damping ratios. On the other hand, Sáez, Moroni, and Sarranzín

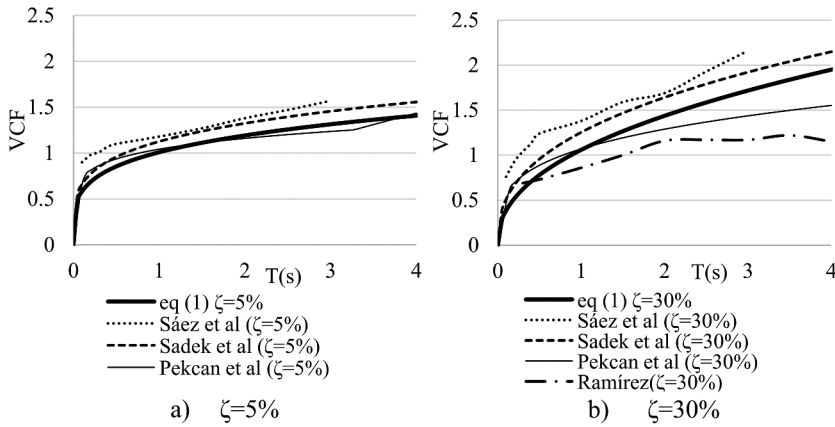


Figure 4. Comparison of the velocity correction factors from Equation (1) with other expressions available in the literature: a) 5% of critical damping, b) 30% of critical damping.

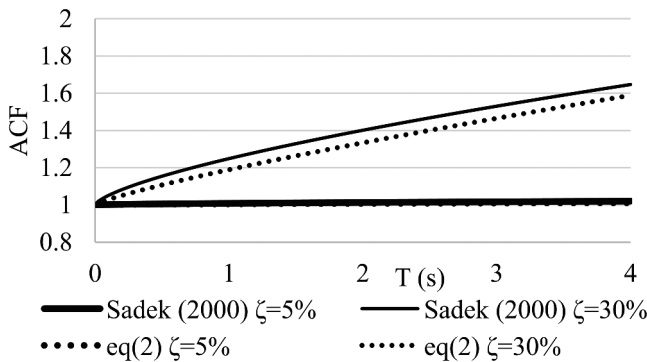


Figure 5. Comparison of acceleration correction factors from Equation (2) and those by Sadek et al (2000), for 5% and 30% of critical damping.

(2014) stated that as the soil is softer the point where V and PSV are similar is moved away to larger vibration periods. This tendency can be observed in Fig. 4a and b (where the VCF is around 1.0).

Figure 5 shows the comparison of Equation (2) with that proposed by Sadek, Mohraz, and Riley (2000) for damping ratios of 5 and 30%. The parameters used in Equation (2) are those established for firm soil of Mexico City (Zone A); it is noticed that for this type of soil, the expressions are similar to those proposed by Sadek, Mohraz, and Riley (2000).

The comparison presented in Figs. 4 and 5 shows that for firm ground the proposed VCF and ACF follow similar trends to those of other regions of the world. Thus, Equations 1 and 2 could be applied to this type of soil. It was not possible to make this type of comparison for very soft soils, because there were not found in the literature the corresponding expressions.

4. Influence of Higher Modes of Vibration in Structures with Damping Systems

Commonly, the response of higher modes of vibration in low-rise buildings is suppressed due to its low amplitude (Constantinou and Symans 1992; Soong and Constantinou 1994; Seleemah and Constantinou 1997); however, in tall buildings with long fundamental vibration periods, higher modes of vibration may become more important. This is mainly due to the dynamic amplification

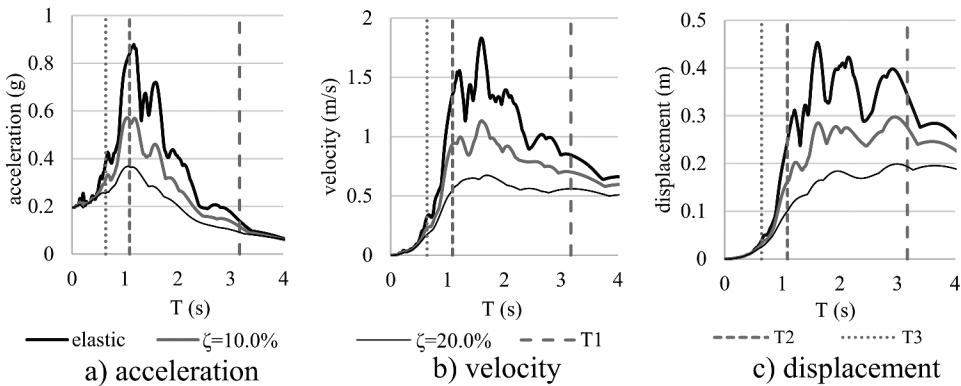


Figure 6. Response spectra of a scaled seismic ground motion recorded in Zone B of Mexico City. T1, T2, and T3 represent the three first vibration modes of a structural system.

generated by the building characteristics and by the frequency content of the seismic motions. On the other hand, for buildings with supplementary damping systems, the damping ratio reached by the higher modes of vibration should be analyzed by taking into account the amplitude of the displacement and velocity responses; the latter is relevant in systems with high damping exponents ($\alpha \approx 1$) and high velocities. Fig. 6 shows the acceleration, velocity, and displacement elastic response spectra for a scaled seismic record from Zone B and for two damping ratios (10% and 20%). It can be seen in the figure that the influence of the higher modes of vibration (corresponding to periods T2 and T3) is significant even for high damping ratios. It is important to indicate that accelerations of higher modes also have high intensities (see Fig. 6a) that can affect the behavior of structural and non-structural systems.

5. Influence of the correction factors on the structural response of two buildings with supplementary damping

5.1. General Design Considerations

The contribution of higher modes of vibration and the influence of the correction of PSV and PSA to estimate the maximum forces on the damping system and on floor accelerations in MDOF buildings is illustrated here by means of two examples. In addition, it is evaluated the influence of the correction factors on the maximum forces (which have an effect on the design of the systems) of non-linear viscous devices with three different damping exponents: $\alpha = 0.1, 0.8$ and 1.0 .

The structural design is carried out according to the following steps:

- (1) The structural system is designed using a pseudo-acceleration design spectrum reduced by a supposed critical damping ratio; then, the dynamic properties of the building are obtained.
- (2) The damping system is designed in order to provide additional damping as indicated in Appendix A via an iterative procedure.
- (3) The velocities are estimated by the product of the displacements and the frequency of the system, for each mode of vibration; and then, are factorized by the corresponding VCF.
- (4) Floor accelerations are calculated as specified by the Mexico City Building Code (MCBC 2017), where the absolute accelerations are linearly distributed with the peak ground acceleration in the base, and in the top with the SRSS combination of the spectral acceleration corresponding to each mode of vibration. Then, the ACF is taken into account, for each structural vibration mode.

All the vibration modes that contribute at least 90% of the modal weight are taken into account. Results are compared with the mean structural response corresponding to ten nonlinear time-history analyses.

5.2. Time-history Analysis

Nonlinear dynamic analyses were carried out using the structural analysis computer software Ruaumoko3D (Carr 2011). The buildings were modeled in three dimensions (3D) and were subjected to two horizontal components of the seismic ground motions. For that purpose, a 3D model with bar-type elements for beams and columns was generated. The lumped plasticity model was considered for the representation of nonlinear behavior of the structural members. For the beams, a Ramberg-Osgood hysteretic model was used to represent their force-displacement relation; the plastic hinges are located at the ends of the members and the dominant action that causes yielding is bending. A Modified-Takeda hysteretic model was considered for the columns and bending in both directions and their interaction with axial load was taken into account. All first-story columns were considered fixed to the base. The damping devices were modeled with a “damper” element, where the damping coefficient C and the exponential coefficient α were calculated using the simplified method shown in Appendix A. The analyses take into account the geometric non-linearity ($P-\Delta$ effects) and considers 2% of critical damping for all modes that contribute to the structural response, through a Rayleigh damping matrix.

5.2.1. Seismic Ground Motions

The main characteristics of the seismic ground motions are presented in Table 6. The strong motions were recorded on intermediate soil of Mexico City with dominant period $T_s = 1$ s, approximately. All motions were scaled using the average spectral acceleration over a range of periods, $S_{a,avg}$ intensity measure (Baker and Cornell 2006). The selected period range was taken from $0.2T_e$ to $1.3T_e$ (according to MCBC 2017), where T_e is the fundamental period of the structure.

5.3. Example 1

A 7-story building was designed according to the MCBC-2017 and some recommendations of chapter 18 of ASCE7-16 for the damping system design. Steel and concrete composite moment frames with four bays in the longitudinal direction and two bays in the transversal direction constitute the seismic-resisting system (see Fig. 7). The dimensions of the bays can be seen in Fig. 8. The dimensions of columns and beams are shown in Tables 7 and 8. According to the simplified procedure, the seismic-resisting system is designed using the $\zeta = 30\%$ damping reduced response spectrum of Fig. 9. This spectrum is calculated using a damping reduction factor $\beta(\zeta\%)$ (Castillo and Ruiz 2014) that takes into account the specific soft soil conditions of Mexico City. The structural analysis was carried out with ETABS 16.2.0 computer software (Computers and Structures 2016). The dynamic properties of the building are summarized in Table 9.

The damping system is designed for a damping ratio of 28%, and it is considered that the structural system is capable of supplying 2% of inherent damping. In the design process, four devices are considered for each analysis direction and each story. The following study-cases are developed:

Table 6. Main characteristics of the seismic ground motions used in the nonlinear time history analyses.

Event	Station	Date	Magnitude	Event	Station	Date	Magnitude
1	Lindavista	89/04/25	6.9	6	Granjas	89/04/25	6.9
2	Escandón	89/04/25	6.9	7	Escandón	95/09/14	7.3
3	Ángel Urraza	89/04/25	6.9	8	Ángel Urraza	95/09/14	7.3
4	Xotepingo	89/04/25	6.9	9	Alberca olímpica	95/09/14	7.3
5	Jardines de Coyoacán	89/04/25	6.9	10	Xotepingo	95/09/14	7.3

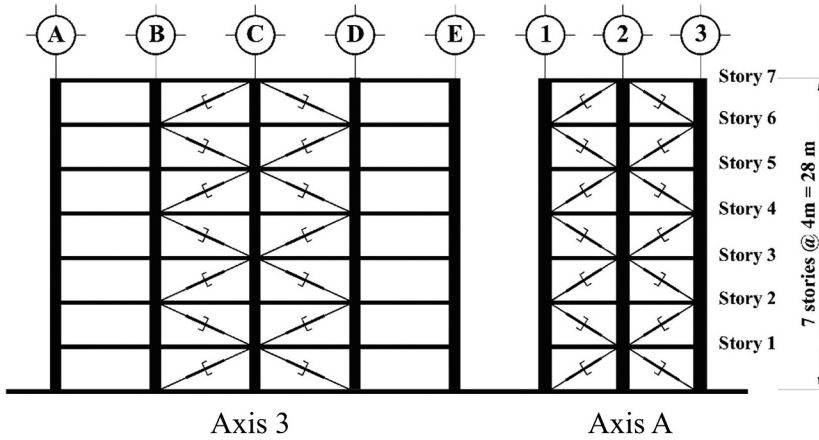


Figure 7. Distribution along the height and configuration of the damping system on axes 3 and A, for the building of example 1. Diagonal members correspond to viscous dampers.

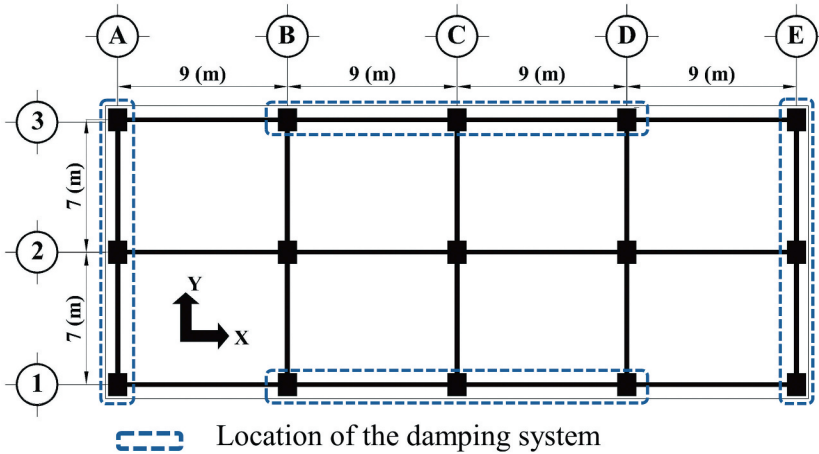


Figure 8. Plan dimensions and location of the damping system for the building of example 1.

Table 7. Column dimensions for the building of example 1.

Concrete columns	
Story	Dimensions (m)
Base – 4	0.8 x 0.8
4–7	0.7 x 0.7

Table 8. Steel beam sections for the building of example 1.

Steel beams			
Longitudinal direction		Transversal direction	
Story	Section	Story	Section
1–4	W24x68	1–7	W27x84
5–7	W24x55		

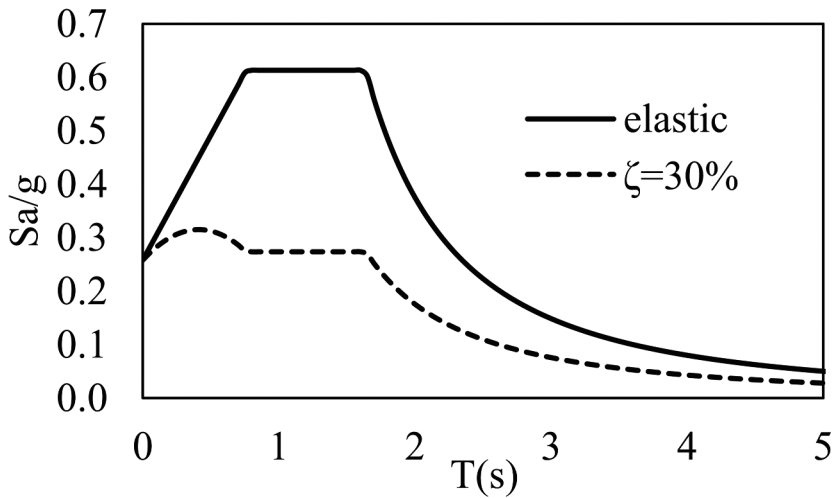


Figure 9. Elastic (5%-damped) and 30%-damped pseudo-acceleration design spectra according to MCBC-2017.

Table 9. Vibration periods and participation factors in each direction of analysis for the building of example 1.

Vibration periods in longitudinal direction, T(s)	Participation factor	Vibration periods in transversal direction, T(s)	Participation factor		
Mode 1	1.49 s	1.34	Mode 1	1.22 s	1.30
Mode 2	0.47 s	0.51	Mode 2	0.38 s	0.47

Case 1. Building with nonlinear viscous damping system, with $\alpha=0.1$

Case 2. Building with nonlinear viscous damping system, with $\alpha=0.8$

Case 3. Building with linear viscous damping system, with $\alpha=1.0$

Table 10 shows a summary of the design process for the three study-cases that provide a $\zeta = 28\%$ of critical damping in the first-mode vibration period, and the velocity (VCF) and acceleration (ACF) correction factors for the first two vibration modes calculated with Equations (1) and (2), respectively. It is highlighted that the second mode is damped 42.9% and 98.5% for $\alpha = 1.0$ and 0.1, respectively. This is because the first mode contributes up to 80% of the effective modal weight; besides, the work done by the damping system is greater for systems with low α values, because it depends more on the damping constant (C) than on the contribution of the velocity response of the structural system. The high damping ratio in the second mode of Case 1 indicates that its contribution suppressed the response of the building. Constantinou and Symans (1992) obtained a similar conclusion for low-rise buildings. The difference in the high damping ratio of the second mode is due to the fact that devices with $\alpha = 0.1$ reach the design force rapidly with respect to the dampers with $\alpha = 1$, regardless of the velocity of the mode; thus, energy dissipation is much higher. Documents such as FEMA 273, ASCE 7-16, recognize damping reductions (corresponding to higher modes) of up to 100% via B1 factor, as long as the fundamental mode is not damped more than 35%.

Figure 10 shows the comparison of the corrected and uncorrected maximum forces developed by the damping system in the transversal direction of the building. These were obtained from the simplified method shown in Appendix A, and taking into account the VCF for the corrected values; in addition, there are shown the results from ten nonlinear time-history analyses, and the

Table 10. Summary of viscous dampers properties, damping percentage, VCF and ACF for the first two vibration modes in each direction of analysis for the three cases of example 1.

Nonlinear viscous damper with $\alpha = 0.1$ and $C = 805 \text{ kN (s/m)}^\alpha$						Nonlinear viscous damper with $\alpha = 0.1$ and $C = 875 \text{ kN (s/m)}^\alpha$					
Longitudinal direction						Transversal direction					
Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF	Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF
1	1747.7	496.5	28	1.15	1.22	1	1205.5	342.7	28	1.04	1.18
2	118.6	9.6	98.5	0.65	1.06	2	69.4	5.7	96.5	0.59	1.05
Nonlinear viscous damper with $\alpha = 0.8$ and $C = 4080 \text{ kN (s/m)}^\alpha$						Nonlinear viscous damper with $\alpha = 0.8$ and $C = 5420 \text{ kN (s/m)}^\alpha$					
Longitudinal direction						Transversal direction					
Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF	Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF
1	1747.7	496.5	28	1.15	1.22	1	1205.8	342.7	28	1.04	1.18
2	67.8	9.6	56.5	0.65	1.06	2	40.8	5.7	56.9	0.59	1.05
Linear viscous damper with $C = 6400 \text{ kN (s/m)}$						Linear viscous damper with $C = 9000 \text{ kN (s/m)}$					
Longitudinal direction						Transversal direction					
Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF	Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF
1	1746.5	496.5	28	1.15	1.22	1	1205.5	342.7	28	1.04	1.18
2	51.5	9.6	42.9	0.65	1.06	2	30.2	5.7	42.2	0.59	1.05

C is the damping constant of the viscous damper.
 ΣW_{mj} is the work done by the set of dampers calculated according to Appendix A.
 $1/2\Sigma F_i \delta_i$ is the maximum strain energy in the m^{th} vibration mode calculated according to Appendix A.
 ζ (%) equivalent percentage of viscous damping.

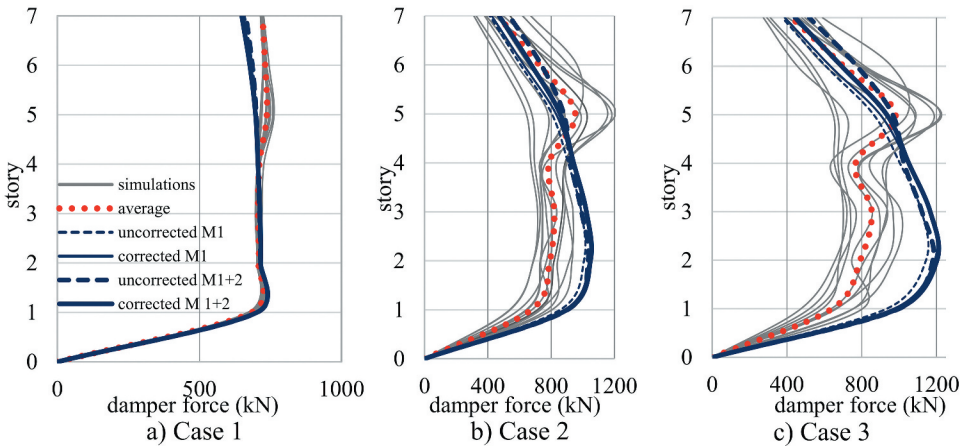


Figure 10. Comparison of the corrected and uncorrected axial force in the damping devices with the average force obtained via nonlinear time history analysis (gray lines represent each of the analysis) for the study-cases of example 1: a) NVD with $\alpha=0.1$, b) NVD with $\alpha=0.8$ and c) LVD with $\alpha=1$.

corresponding average response. In Fig. 10 the three cases show the corrected and uncorrected forces taking into account the first mode (M1), and additionally, the SRSS combination of modes 1 and 2 (M1 + 2). It is noticed that: 1) the curves are very similar to each other indicating that, for structural systems with vibration periods close to the dominant period of the soil, the velocity correction and the consideration of additional vibration modes to the fundamental mode do not have a significant effect in the estimation of the response, compared with the average response obtained from the nonlinear dynamic analyses, 2) for damping systems with low α values ($\alpha = 0.1$), there is less dispersion in the estimation of the forces than for systems with high α values ($\alpha > 0.8$). Further, the velocity correction is

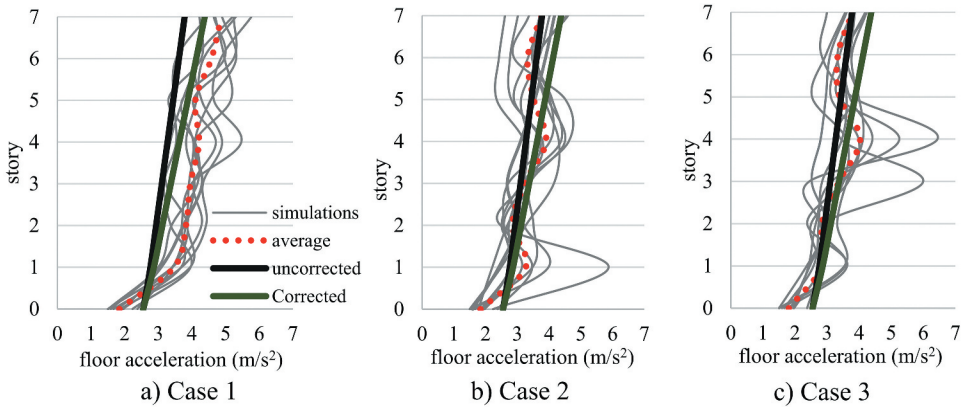


Figure 11. Comparison of the corrected and uncorrected floor acceleration profile with the average floor acceleration obtained via nonlinear time history analysis (gray lines represent each of the analysis) for the study-cases of example 1: a) NVD with $\alpha=0.1$, b) NVD with $\alpha=0.8$ and c) LVD with $\alpha=1$.

not relevant since the force in the device depends to a greater extent on the damping constant (C) rather than the relative velocity between each end of the devices.

On the other hand, Fig. 11 shows the floor acceleration profiles obtained from ten nonlinear time-history analyses and compared with the accelerations obtained from the superposition of the first two vibration modes, modified by the ACF. For Case 1, it is observed that the average response exceeds the corrected accelerations obtained with the modal method; however, the corrected accelerations are close to the average response. For Cases 2 and 3, the uncorrected floor accelerations are lower than the average response in the intermediate stories (3 and 4), while the corrected accelerations are closer to the average response in the same stories. It can be seen from Fig. 11 that the building equipped with NVD and $\alpha = 0.1$ (Case 1) presents the highest average floor accelerations; nevertheless, the dispersion is lower than that of the other two cases.

5.4. Example 2

A 20-story building with the same structural system and design considerations than the building of Example 1 is presented. The damping system is designed to provide 28% of critical damping in the first mode of vibration. Figures 12a–c show the plan and elevation characteristics of the building, as well as the position of the damping system. Table 11 summarizes the dimensions of the structural members, while Table 12 contains the vibration periods and participation factors of the first three vibration modes in each direction, which add up to 90% of the effective modal weight. Table 13 presents a summary of the damping system design that provides 28% of additional damping in the first mode of vibration. It is noticed that the amount of damping is greater in the higher modes of vibration than in the fundamental mode, whereby the following observations can be made:

- (a) For the second vibration mode, the damping percentage is higher for viscous systems with $\alpha = 1.0$ with respect to the two other systems, this is because the work done by the damping system is maximized while the component related to the deformation energy of the structural system remains constant. This is only valid when the modal contribution to the velocity response is important. Figure 13 shows the pseudo-velocity design spectrum and the first three vibration periods (T_1 , T_2 and T_3) in each direction of analysis (x and y). It is observed that the second mode is associated with the highest spectral velocity and that the third mode is related to a similar spectral velocity to that of the first vibration mode. However, the structural response of the system also depends on the participation factor of the n^{th} mode and the velocity

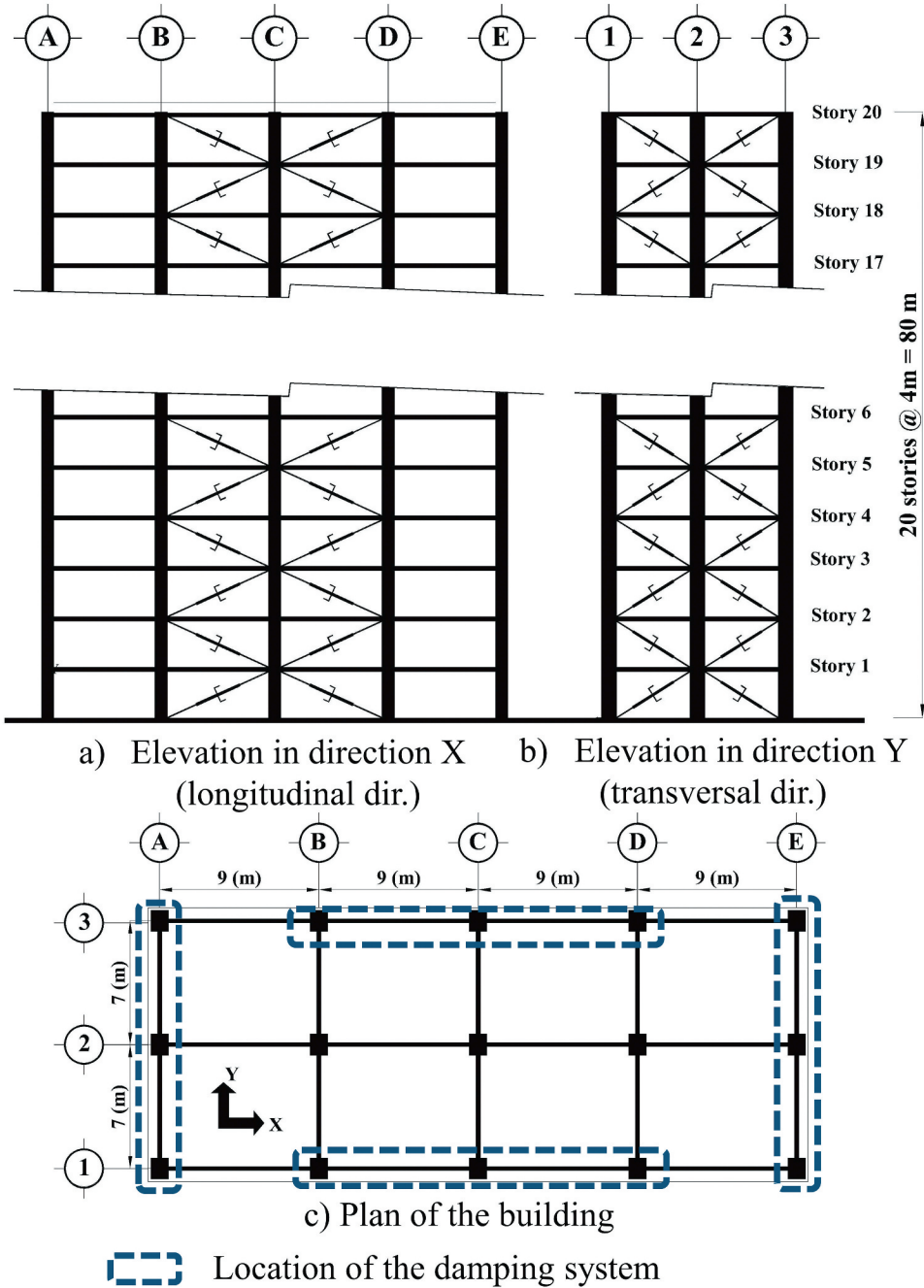


Figure 12. Geometric characteristics of the building of example 2: a) elevation in longitudinal direction, b) elevation in transversal direction, and c) location and configuration of damping system. Diagonal members represent viscous dampers.

correction factor calculated with Equation (1), which is shown in the fifth column of Table 13 for each analysis direction. By combining the three factors, the total response at the roof of the MDOF system is obtained. Figure 14 illustrates the percentage in which each vibration mode contributes to the velocity response. It is shown that the first vibration mode contributes from 60% to 66%, the second mode from 25% to 32%, and all the remaining modes in less than 10%.

Table 11. Columns and beams sections for the building of example 2.

Concrete columns		Steel Beams			
Story	Dimensions (m)	Longitudinal direction		Transversal direction	
		Story	Section	Story	Section
Base – 5	0.9x1.2	1–6	W27x84	1–5	W30x99
5–10	0.9x1.0	7–8	W24x76	6–10	W30x90
10–15	0.9x0.9	8–17	W24x68	11–15	W27x84
15–20	0.85x0.85	18	W24x62	16–17	W27x76
		19–20	W24x55	18	W24x68
				19–20	W24x55

Table 12. Vibration periods and participation factors in each direction of analysis for the building of example 2.

Periods in the longitudinal direction		Participation factor	Periods in the transversal direction		Participation factor
Mode 1	3.86 s	1.345	Mode 1	3.17 s	1.407
Mode 2	1.35 s	-0.568	Mode 2	1.09 s	-0.641
Mode 3	0.74 s	0.383	Mode 3	0.64 s	0.398

Table 13. Summary of viscous dampers properties, damping percentage, VCF and ACF for the first three vibration modes in each direction of analysis for the three cases of example 2.

Non-linear viscous damper with $\alpha = 0.1$ and $C = 580$ kN (s/m) ^a						Non-linear viscous damper with $\alpha = 0.1$ and $C = 750$ kN (s/m) ^a					
Longitudinal direction						Transversal direction					
Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF	Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF
1	1178.4	335.4	28	1.83	1.63	1	1528.0	434.2	28	1.66	1.51
2	1013.3	250.6	32.2	1.09	1.20	2	923.7	182.0	40.4	0.98	1.16
3	286.2	27.8	82.1	0.81	1.10	3	213.0	21.0	80.7	0.76	1.09
Non-linear viscous damper with $\alpha = 0.8$ and $C = 6050$ kN (s/m) ^a						Non-linear viscous damper with $\alpha = 0.8$ and $C = 6500$ kN (s/m) ^a					
Longitudinal direction						Transversal direction					
Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF	Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF
1	1181.8	335.4	28.04	1.83	1.63	1	1527.5	434.2	28	1.66	1.51
2	1378.7	250.6	43.8	1.09	1.20	2	1087.3	182.0	47.5	0.98	1.16
3	213.0	27.8	61.1	0.81	1.10	3	180.0	20.5	70	0.76	1.09
Linear viscous damper with $C = 12250$ kN (s/m)						Linear viscous damper with $C = 15380$ kN (s/m)					
Longitudinal direction						Transversal direction					
Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF	Mode	ΣW_{mj}	$1/2\Sigma F_i \delta_i$	ζ (%)	VCF	ACF
1	1178.4	335.4	28	1.83	1.63	1	1527.5	434.2	28	1.66	1.51
2	1506.5	250.6	47.8	1.09	1.20	2	1112.8	182.0	48.6	0.98	1.16
3	174.4	24.7	56.3	0.81	1.10	3	109.0	18.3	47.4	0.76	1.09

The latter allows designing the damping system considering the first two vibration modes only, which contribute more than 90% of the total response.

- (a) For the third vibration mode, the lowest damping percentage occurs in systems with $\alpha = 1.0$, this is because the work done by the damping system is reduced since the velocity response contributes less than 10% of the total response, according to Fig. 14. Otherwise, the damping percentage of the third vibration mode in systems with $\alpha = 0.1$ is the highest of the three study-cases; this is because the work done by the damping system is maximized since it depends to a greater extent on the damping constant (C) rather than on the spectral velocity corresponding to the third vibration mode.

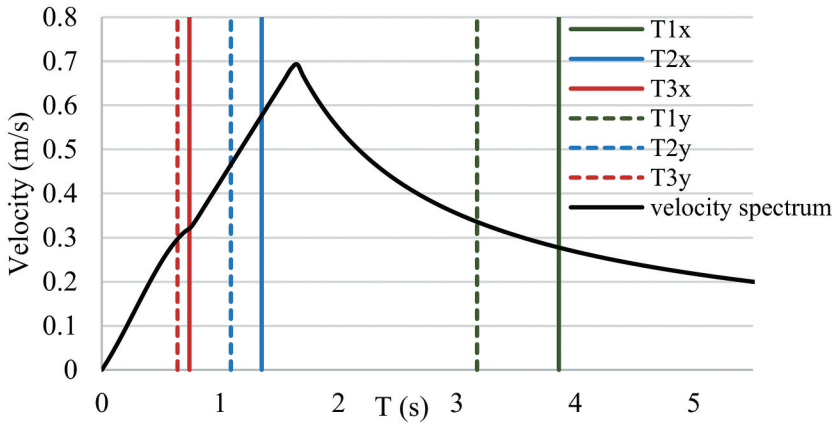


Figure 13. Pseudo-velocity design spectrum calculated according to MCBC. Solid and dotted lines represent the first three vibration periods in the x and y directions, respectively.

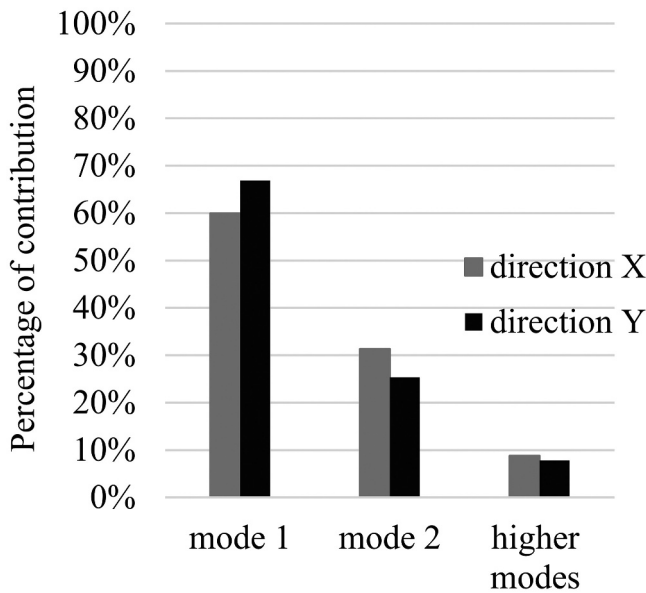


Figure 14. Percentage of modal contribution to the total response on each analysis direction. The third column represents the participation of the remaining modes.

Figures 15 and 16 present the profiles of maximum force in the damping system for the three study-cases. The results are presented with, and alternatively, without the consideration of the VCF, and they correspond to the transversal direction. The profiles were calculated taken into account the participation of the first mode (Fig. 15) and combining modes 1 and 2 through the SRSS rule (Fig. 16). Figures 15a and 16a show that for devices with damping exponent $\alpha = 0.1$ there is not a significant effect by the consideration of the VCF or the contribution of higher modes in the velocity response. In addition, it is observed that the forces in the damping system are maintained close to 600 kN. On the other hand, for devices with damping exponents close to 1.0 (see Fig. 16b and c), it is noted that the velocity component associated with the second mode causes that the forces in the damping system be larger in stories 1 to 7, and 11 to 20. Moreover, in the central zone of the building (from stories 2 to 16), the device forces increase due to the VCF. Furthermore, results indicate that considering the VCF on the first and in the last four stories is not important because the damper force profile is influenced by

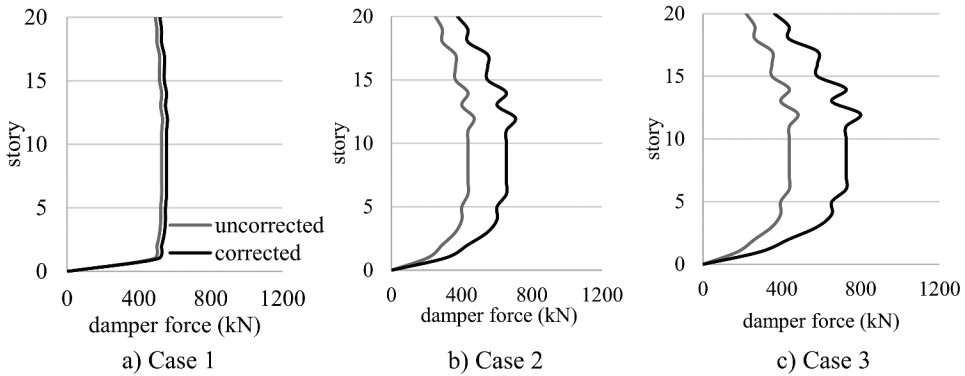


Figure 15. Corrected and uncorrected axial force in the damping devices calculated with the contribution of the first mode of vibration for the study-cases of example 2: a) NVD with $\alpha=0.1$, b) NVD with $\alpha=0.8$ and c) LVD with $\alpha=1$.

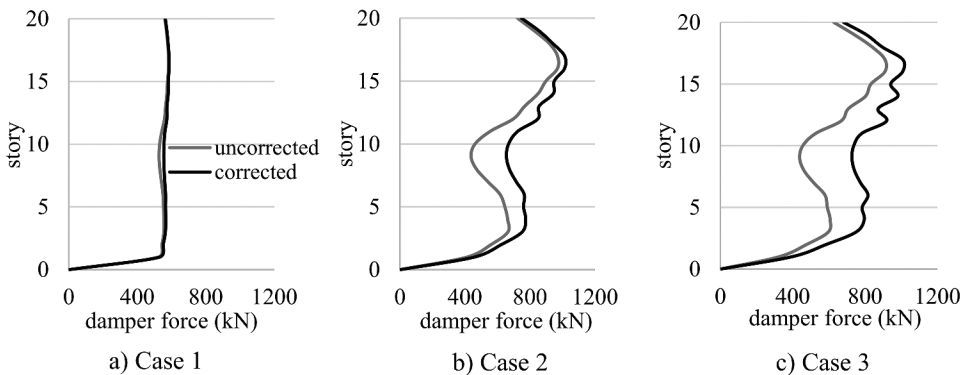


Figure 16. Corrected and uncorrected axial force in the damping devices calculated with the SRSS combination of the first and second modes of vibration for the study-cases of example 2: a) NVD with $\alpha=0.1$, b) NVD with $\alpha=0.8$ and c) LVD with $\alpha=1$.

the second mode of vibration and its VCF is close to 1.0 (for this particular building). Even though the VCF of the fundamental mode is 1.66, the upper and lower stories concentrate a small relative velocity in this vibration mode (see Fig. 15b and c).

From the above, it can be concluded that as the damping exponent increases, the velocity has more importance than the damping constant, and that both the contribution of higher modes and the velocity correction are relevant.

To validate the previous results, ten nonlinear dynamic analyses were performed. Figure 17 shows the responses for the three study-cases. In the figure, it is shown the profile of the maximum damper force for each ground motion. The average response of the ten motions is indicated with a blue dotted line, the profile of the corrected forces (obtained with the simplified analysis) is marked with a continuous blue line, and the uncorrected maximum damper force (using the simplified analysis but without the VCF) is represented by a red line.

For Case 1, it is observed that the average forces obtained with the nonlinear dynamic analyses are similar to those obtained with the simplified method. This indicates that the simplified method is sufficiently approximated in estimating the maximum forces in damping systems for a values close to 0.10. For Case 2 (Fig. 17b) it is shown that the corrected force envelopes the average response of the ten motions for stories 1 to 17. In the two upper stories, the average damper force exceeds by 41% the estimation obtained with the simplified method. Besides, it is highlighted that the damper force may be underestimated from 3% to 55% in the stories 6 to 14 when the VCF is not considered in the design of the damping system.

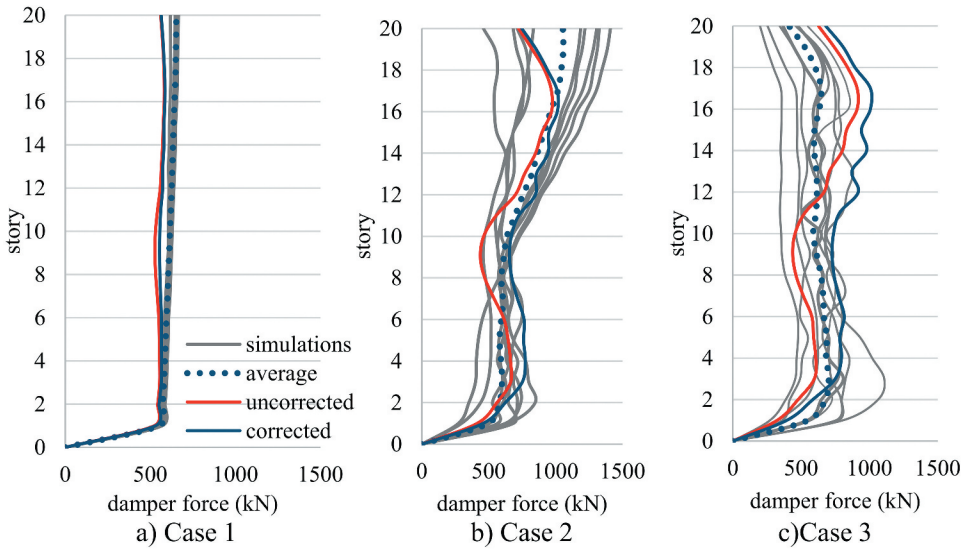


Figure 17. Comparison of the corrected and uncorrected axial force in the damping devices with the average force obtained via nonlinear time history analysis (gray lines represent each of the analysis) for the study-cases of example 2: a) NVD with $\alpha=0.1$, b) NVD with $\alpha=0.8$ and c) LVD with $\alpha=1$.

For Case 3 (Fig. 17c), it is observed that the corrected damper forces profile envelopes the average response from stories 3 to 10; however, the forces in the damping system in stories 11 to 20 are overestimated from 15% to 65%, respectively; also, the corrected profile envelopes the response of the ten dynamic analysis (in the same stories), which produces conservative results. Conversely, when the VCF is not considered, the maximum force in the damping system is underestimated in stories 1 to 11 from 15% to 48% with respect to the average force obtained from the nonlinear dynamic analyses.

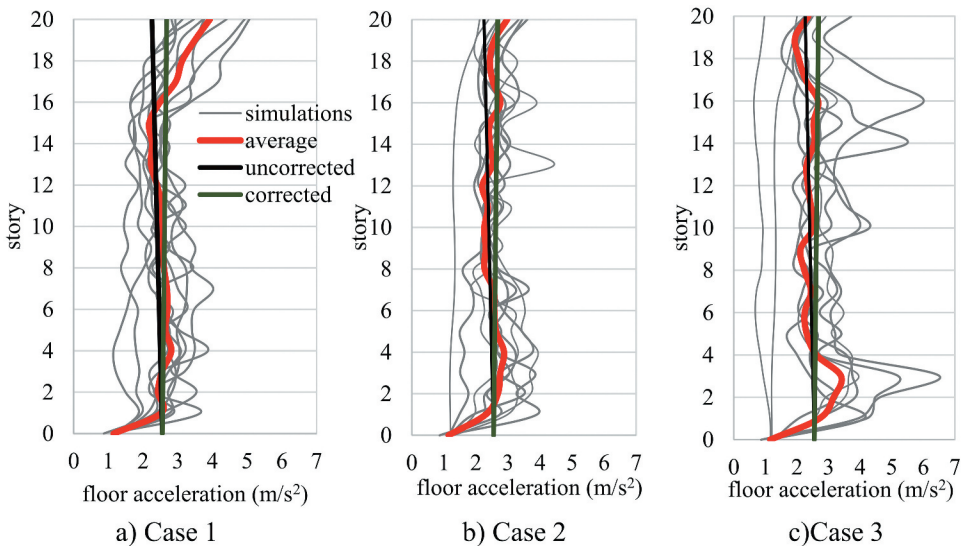


Figure 18. Comparison of the corrected and uncorrected floor acceleration profile with the average floor acceleration obtained via nonlinear time history analysis (gray lines represent each of the analysis) for the study-cases of example 2: a) NVD with $\alpha=0.1$, b) NVD with $\alpha=0.8$ and c) LVD with $\alpha=1$.

Regarding the floor accelerations, Fig. 18a–c show the accelerations profile for the three 20-story study-cases. The corrected floor accelerations are 16% higher than the uncorrected accelerations for the story 20. By comparing the average response of the nonlinear dynamic analyses with the corrected accelerations obtained from the simplified method, the following comments can be made:

- (1) For Case 1 (Fig. 18a), the average accelerations exceed by 7% the corrected accelerations in story 4, and by 5, 12, 25 and 41% in the four upper stories.
- (2) For Case 2 (Fig. 18b), the corrected accelerations envelope the average response of the nonlinear dynamics analyses.
- (3) For Case 3 (Fig. 18c), the corrected accelerations envelope the average response of the nonlinear dynamic analyses in stories 4 to 20; however, in stories 1, 2, and 3 the average accelerations exceed the corrected accelerations by 5, 20, and 30%, respectively.

Figure 19 shows the coefficients of variation (COV) of the acceleration response for each case. It is observed that the structural systems equipped with NVD and $\alpha = 0.1$ present the lowest dispersion in the estimation of floor acceleration, where values of COV lower than 0.3 are obtained in all stories. As the damping exponent increases, floor accelerations present a higher dispersion from one analysis to another, implying that the structural response may vary from 30 to 55% from the average response.

From Fig. 18, it is noticed that the average acceleration response is, in general, estimated with a good approximation. Nevertheless, there are acceleration peaks due to the following reasons:

- (a) The influence of higher modes of vibration amplifies the structural response in the upper stories (Reinoso and Miranda 2005), which can be clearly seen for Case 1.
- (b) The variation of the peak acceleration in the middle stories for Cases 2 and 3 is mainly due to the characteristics of the seismic ground motions. The kind of records that cause this effect has similar features regarding their spectral shape. These are characterized by a small contribution in displacement and velocity responses in the zone corresponding to $T_s < 2s$ that leads to a reduction of energy dissipation associated with the higher modes of vibration on buildings with NVD with $\alpha \geq 0.8$; this is reflected as an amplification of the accelerations on stories 1, 3, 10 and 14.

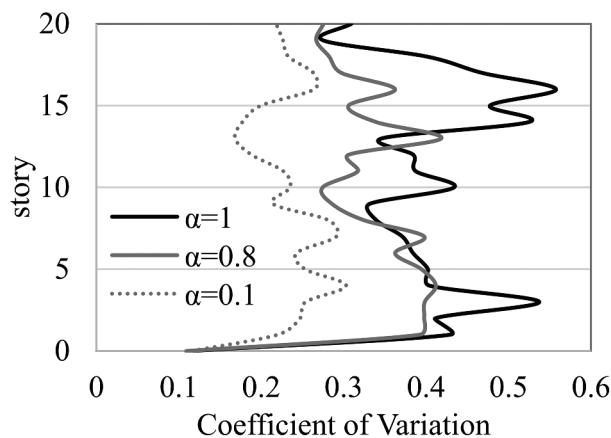


Figure 19. Coefficient of variation profile of floor accelerations for the building of example 2. Dotted line corresponds to NVD with exponent damping $\alpha=0.1$, gray line corresponds to NVD with $\alpha=0.8$ and black line to LVD with $\alpha=1$.

6. Final Comments and Conclusions

Simple mathematical expressions to estimate velocity and acceleration correction factors are developed through velocity/pseudo-velocity and acceleration/pseudo-acceleration spectral ratios, from seismic records obtained in eight zones of Mexico City. The expressions will be proposed to be included in the next version of the Mexico City Building Code.

- (a) According to the obtained results, VCF and ACF could be applied to other regions of the world with similar soil conditions. However, their application to very soft soils is limited because there are hardly any soft soils with such particular characteristics, such as those of Mexico City.
- (b) The contribution of higher modes of vibration on the velocity and acceleration response of two 7- and 20-story buildings was studied, and the influence of velocity and acceleration correction factors was evaluated. The damping system of the buildings was designed for three different damping exponents $\alpha = 0.1$, $\alpha = 0.8$ and $\alpha = 1.0$. In all cases, the devices provide 28% of supplementary damping in the first mode of vibration. From the results, the following was observed:

Regarding low-rise buildings:

- For low-rise buildings, it is enough to consider the velocity contribution of the fundamental mode of vibration and its VCF. For the cases in which the fundamental period is close to the dominant period of the soil, it is considered acceptable not to take into account the VCF for the estimation of the maximum forces developed by the damping system.
- The floor accelerations calculated from the modal spectral analysis and using the ACF, accurately estimate the average floor acceleration in buildings with damping systems with $\alpha > 0.8$. For buildings with damping systems $\alpha \approx 0.1$ the floor acceleration could be underestimated even when ACF are considered.

Regarding mid-and high-rise buildings:

- In high-rise buildings with damping systems it is necessary to take into account at least two modes of vibration to capture the response and their corresponding VCF. Also, the analysis of the higher modes of vibration allows identifying the critical points where great forces may be generated in the devices (especially LVD with $\alpha \approx 1$). Devices located in these zones can maximize energy dissipation and damping ratio of vibration modes.
- When higher modes have a significant contribution to the velocity response in the upper stories, it is convenient to use NVD with $\alpha \approx 0.1$ to limit the force developed by the damping system; this is efficient to reduce their dimensions and cost.
- In general, higher modes are more damped when using NVD with $\alpha \approx 0.1$. Particularly, when the period of the second mode is close to the period associated with the peak of the velocity spectrum, LVD with $\alpha \approx 1$ provide higher damping ratios.
- The floor accelerations calculated from the modal spectral analysis and using the ACF, accurately estimate the average floor acceleration in buildings with damping systems associated with all values of α evaluated. However, there is an important dispersion of the acceleration response in some stories for damping systems with $\alpha \approx 1$. Therefore, it is suggested that accelerations for systems with $\alpha \approx 1$ be taken as preliminary, even when using ACF.

Acknowledgments

The first author thanks the Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) the scholarship given for his Ph.D. studies. This research had economic support from DGAPA-UNAM under projects PAPIIT-IN103517 and

PAPIIT-IN100320. Finally, we would like to express our gratitude to the three anonymous reviewers whose suggestions helped to improve the quality of the manuscript.

Funding

This work was supported by the Dirección General de Asuntos del Personal Académico, Universidad Nacional Autónoma de México [PAPIIT IN100320].

ORCID

Sonia E. Ruiz  <http://orcid.org/0000-0002-2731-6780>

References

- Adachi, F., K. Fujita, M. Tsuji, and I. Takewaki. 2013. Importance of interstory velocity on optimal along-height allocation of viscous oil dampers in super high-rise buildings. *Engineering Structures* 56: 489–500. doi: [10.1016/j.engstruct.2013.05.036](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.036).
- American Society of Civil Engineers. 2010. ASCE SEI 7-10 minimum design loads for buildings and other structures, 179–97. USA.
- American Society of Civil Engineers. 2016. ASCE SEI 7-16 minimum design loads for buildings and other structures, 181–96. USA.
- Baker, J., and C. A. Cornell. 2006. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 35 (9): 1077–95. doi: [10.1002/eqe.571](https://doi.org/10.1002/eqe.571).
- Carr, A. 2011. RUAUMOKO 3D dynamic nonlinear analysis. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Castillo, T., and S. E. Ruiz. 2014. Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 18 (3): 323–49. doi: [10.1080/13632469.2013.860932](https://doi.org/10.1080/13632469.2013.860932).
- Computer and Structures. 2016. ETABS V16.2.0. Berkeley California, USA.
- Constantinou, M., and M. Symans. 1992. Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers. Technical Report NCEER-92-0032.
- European Committee for Standardization. 2009. EN 15129 anti-seismic devices.
- Federal Emergency Management Agency. 1997. NEHRP guidelines for the Seismic rehabilitation of buildings. Report 273, USA.
- Federal Emergency Management Agency. 2000. NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Report 274, USA.
- Mexico City Building Code. 2017. *Complementary technical norms for earthquake resistant design*, Mexico City, Mexico.
- Norma Chilena Oficial. 2012. Diseño sísmico de edificios, Instituto Nacional de Normalización, Chile.
- Lin, W., and A. Chopra. 2002. Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31 (9): 1623–42. doi: [10.1002/eqe.179](https://doi.org/10.1002/eqe.179).
- Meng-Hao, T., and C. Kuo-Chun. 2002. Higher-mode effect in the seismic responses of buildings with viscoelastic dampers. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 1 (1): 119–29. doi: [10.1007/s11803-002-0015-z](https://doi.org/10.1007/s11803-002-0015-z).
- Palermo, M., S. Silvestri, L. Landi, G. Gasparini, and T. Trombetti. 2016. Peak velocities estimation for a direct five-step design procedure of inter-storey viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14: 599–619. doi: [10.1007/s10518-015-9829-8](https://doi.org/10.1007/s10518-015-9829-8).
- Palermo, M., S. Silvestri, and T. Trombetti. 2017. On the peak inter-storey drift and peak inter-storey velocity profiles for frame structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 94: 18–34. doi: [10.1016/j.soildyn.2016.12.009](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.12.009).
- Pekca, G., J. B. Mander, and S. Chen. 1999. Fundamental considerations for the design of non-linear viscous dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28 (11): 1405–25. doi: [10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199911\)28:11<1405::AID-EQE875>3.0.CO;2-A](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11<1405::AID-EQE875>3.0.CO;2-A).
- Ramírez, O., M. Constantinou, C. Kircher, A. Whittaker, M. Johnson, J. Gómez, and C. Chryssostomou. 2000. Development and evaluation of simplified procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems. Technical Report MCEER-00-0010, Buffalo, NY. USA.
- Ramírez, O., M. Constantinou, C. Kircher, A. Whittaker, M. Johnson, J. Gómez, and C. Chryssostomou. 2002. Evaluation I simplified methods of analysis of yielding structures with damping system. *Earthquake Spectra* 18 (3): 501–30. doi: [10.1193/1.1509763](https://doi.org/10.1193/1.1509763).
- Reinoso, E., and E. Miranda. 2005. Estimation of floor acceleration demands in high-rise buildings during earthquakes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 14: 107–30. doi: [10.1002/tal.272](https://doi.org/10.1002/tal.272).

- Ruiz, S. E. 2018. Review of guidelines for seismic design of structures with damping systems. *The Open Civil Engineering Journal* 12 (1): 195–204. Bentham Open. doi: [10.2174/1874149501812010195](https://doi.org/10.2174/1874149501812010195).
- Sadek, F., B. Mohraz, and M. Riley. 2000. Linear procedures for structures with velocity-dependent dampers. *Journal of Structural Engineering* 126 (8): 887–95. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:8\(887\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:8(887)).
- Sáez, A., O. Moroni, and M. Sarranzin. 2012. Contribution to the chilean code for seismic design of buildings with energy dissipation devices. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- Sáez, A., O. Moroni, and M. Sarranzin. 2014. Correction factor for estimating the maximum relative velocity based on pseudo velocity. 10th National Conference on Earthquake Engineering, Alaska.
- Seleemah, A., and M. Constantinou (1997) “Investigation of seismic response of buildings with linear and nonlinear fluid viscous dampers” *Technical Report NCEER-97-0004*.
- Song, J., Y. L. Chu, Z. Liang, and G. C. Lee. 2007. Estimation of peak relative velocity and peak absolute acceleration of linear SDOF systems. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 6 (1): 1–10. doi: [10.1007/s11803-007-0702-x](https://doi.org/10.1007/s11803-007-0702-x).
- Soong, T., and M. Constantinou (1994) “Passive and active structural vibration control in civil engineering” *International Center for Mechanical Sciences*. No. 345.

Appendix A. Response spectrum design procedure

Fluid viscous dampers are velocity-dependent devices with the following constitutive law:

$$F = CV^\alpha \quad (\text{A.1})$$

F is the force in the damper
 C is the damping coefficient
 V is the relative velocity between both ends of the devices
 α is the damping exponent

The response spectrum design (RSD) procedure is a simplified method for the design of seismic resisting systems as well as damping systems, which in its general form consists in obtaining the dynamic properties of a building (previously designed with a damping reduced design spectrum) and calculate the damping system characteristics via an iterative process. More details of this method can be consulted in Constantinou and Symans (1992), Ramírez et al. (2000) and ASCE 7–16 (2016).

The equivalent percentage of viscous damping is calculated with the energy approximation method (Equation A.2) (ASCE 7–16 2016). This equation allows establishing the relationship between the NVD properties and the equivalent viscous damping (ζ):

$$\zeta = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m} \quad (\text{A.2})$$

where:

W_{mj} is the work done by the j^{th} damping device in one complete cycle of dynamic response corresponding to the m^{th} vibration mode of the structure, which for non-linear viscous dampers is calculated by (Ramírez et al. 2000):

$$W_{mj} = \sum_j \left(\frac{2\pi}{T_m} \right)^{\alpha_j} C_j \lambda_j \left(D_{\text{roof}} f_j \phi_{rj} \right)^{1+\alpha_j} \quad (\text{A.3})$$

$$\phi_{rj} = \phi_{jm} - \phi_{(j-1)m} \quad (\text{A.4})$$

T_m is the vibration mode period

λ_j is a function of α_j (Lin and Chopra, 2002)

C_j and α_j were previously defined

f_j is the magnification factor which depends on the configuration of the devices; for diagonal configuration it is equal to $\cos \theta_j$, where θ_j is the inclination angle of the devices.

D_{roof} is the roof displacement, and ϕ_{rj} is the relative modal displacement between the level j and $(j-1)$ of the structural vibration mode of interest

W_m is the maximum strain energy in the m^{th} vibration mode of the structure. It is defined as follows (ASCE 7–16, 2016):

$$W_m = \frac{1}{2} \sum_j F_{im} \delta_{im} \tag{A.5}$$

where,

F_{im} is the inertial force at level i associated with the m^{th} vibration mode of the structure

δ_{im} is the lateral displacement of level i in the m^{th} vibration mode

To obtain the maximum force developed in the NVD the velocity correction factor (VCF_m) should be applied:

$$V_{Rjm-(j-1)m} = PSV_{jm-(j-1)m} * VCF_m \tag{A.6}$$

where $V_{Rjm-(j-1)m}$ is the corrected relative velocity between level $j-(j-1)$ in the m^{th} vibration mode, $PSV_{jm-(j-1)m}$ is the pseudo-velocity between level $j-(j-1)$ in the m^{th} vibration mode, and VCF_m is the velocity correction factor in the m^{th} vibration mode

The maximum force in the j device is calculated with A.7, which takes into account the contribution of each vibration mode considered.

$$F_{Dj} = \sum_m C_j |V_{Rjm-(j-1)m} \cos \theta|^\alpha \text{sgn}(V_{Rjm-(j-1)m}) \tag{A.7}$$

Anexo B. Artículo publicado en el Journal of Building Engineering



Optimal design of buildings under wind and earthquake, considering cumulative damage

Marco A. Santos-Santiago^a, Sonia E. Ruiz^{a,*}, L. Cruz-Reyes^b

^a Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México City, C.P. 04510, Mexico

^b División de Estudios de Posgrado e Investigación, ITCM, Tamaulipas, Mexico

ARTICLE INFO

Keywords:

Life cycle cost
Multi-hazard assessment
Cumulative damage
Viscous dampers
Optimization analysis
Loss assessment

ABSTRACT

Modern trends of structural design have implied getting an optimal design, considering performance measurements that take into account both structural and non-structural behavior, as well as the expected annual losses and expected life cycle costs of structures. To make an adequate decision, all relevant variables need to be examined; however, some are often neglected. In this work, a quantitative evaluation of the following variables in the decision-making process is presented: a) the occurrence of two hazards (wind and earthquake) to which the structure is subjected; b) the cumulative structural damage; and c) the downtime during the time the structure is repaired. For such measurement, the optimization analysis of a building is performed. Such building has 28 levels and non-linear viscous energy dissipaters. It is shown the importance of considering the variables mentioned above in the decision-making process.

1. Introduction

The new generation of guidelines for seismic design in the decision-making process considers the structural performance; it also accounts the economic consequences of structural and non-structural damage, such as the expected annual losses and the expected total cost in its lifespan [1–3]. The most relevant variables that influence the decision-making process need to be assessed to correctly evaluate such losses [4–15]. Some of the variables that are often ignored are: a) the occurrence of multiple hazards, which happens, for example, when a building is located in a place with both seismic and wind hazards; b) cumulative damage in structural elements due to intense seismic motions, which is common in cities where maintenance to both infrastructure and housing is neglected; and c) downtime in buildings during repairs, after they have experienced structural and non-structural damage.

In the Pacific Coast of Mexico, for example, the structural design of medium and high-rise buildings is generally governed by the effect of lateral forces caused by earthquakes; however, for tall buildings with an extensive exposed area, the wind action can become significant from the point of view of the design of the non-structural components and the serviceability evaluation. For such cases, structures must withstand both earthquake and wind actions, and maintain a satisfactory structural performance at different hazard levels. One way to improve structure performance is to include energy dissipation devices (EDD's), such as the non-linear viscous dampers, which are velocity-dependent; this improvement, in general, reduces simultaneously expected losses and expected total costs [16,17]. Guidelines for the design of EDD's, specifically fluid viscous dampers, are found in Refs. [18,19].

Several studies are oriented to evaluate the performance of the buildings subjected to multiple hazards [4–10]; however, none deals

Abbreviations: LCC, Life cycle cost; EAL, Expected annual loss.

* Corresponding author.

E-mail addresses: m.antonio_s@outlook.com (M.A. Santos-Santiago), sruizg@ingen.unam.mx (S.E. Ruiz), lauracruzreyes@itcm.edu.mx (L. Cruz-Reyes).

with buildings with structural degradation due to intense seismic ground motions and with buildings equipped with viscous damping systems that control both wind-induced vibrations and earthquake actions. Here, this issue is addressed.

Only a few studies have focused on evaluating losses taking into account cumulative damage in structures [20]. Most of them [21–23] evaluate cumulative damage either from the point of view of structural reliability or from the point of view of the improvement of structural response to implement structural maintenance programs. Other studies [24,25] evaluate detailly the increase of decision parameters (for example, the expected annual loss, the annual exceedance rate of loss, etc.) in buildings that accumulate damage due to aftershocks. Such studies show that taking into consideration only the main seismic event when intense earthquakes occur is not enough. Similar conclusions are obtained in the present study.

The economic loss due to downtime may also influence the decision-making process. It is an essential component in the loss modeling of important structures (infrastructure, high-rise buildings, hospitals, etc.). Moreover, such loss is one of the components with more significant uncertainty [26]. Most studies evaluate rational sources that originate downtime, for example, repair time, or business interruption [2,27]. Reference [2] presents a tool to determine the repair time of components damaged by an earthquake. However, only a few studies have focused on studying the downtime generated in buildings due to the loss of operations provoked by wind loads [28]. In the present study, we address this issue.

To summarize, the aim of the present study is to show the importance of including the following variables when selecting the optimal design: a) the effect of both seismic and wind hazards; b) the influence of cumulative structural damage; and c) the downtime in structures during repair time. To do so, an optimization analysis of a steel and concrete composite, 28-story building, with non-linear viscous dampers, and alternatively without them, located in the Pacific Coast of Mexico, is performed.

2. Fundamental definitions

PEER formulation is a methodology that has had great acceptance for loss estimation [1,2] because it is possible to estimate the contribution of all variables and separate the hazard sources. Equation (1) shows the generalized form of the methodology.

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV|DM)dG(DM|EDP)dG(EDP|IM)d\lambda(IM) \tag{1}$$

where DV is the decision variable, $\lambda(DV)$ is the annual exceedance rate of the decision variable, IM is the intensity of the hazard under study, EDP is the parameter of the structural demand, DM is the damage size, $G(x|y)$ is the conditional probability of the complementary cumulative distribution of a value X exceeding a specific value x given an intensity value $Y = y$, and $\lambda(IM)$ represents the annual exceedance rate of the hazard.

Equation (1) implies solving the following phases: 1) Hazard analysis, 2) Structural Design and Damage analyses, 3) Loss analysis, and at the end, perform a Life cycle cost optimization. Fig. 1 shows, schematically, the procedure that follows Eq (1).

A variant of Eq. (1) can be used to calculate the expected value of the losses for a building, employing an intensity IM in the structural system (Eq. (2)), as follows:

$$E(L_T|IM) = \int_0^{\infty} E[L_j|EDP] |dP(EDP_j > edp_j|IM)| \tag{2}$$

where $E[L_j|IM]$ is the expected value of the losses considering that a level of intensity was present in the structural system; $E[L_j|EDP]$ is the expected value of the loss, given a structural response parameter EDP ; $P(EDP_j > edp_j|IM)$ is the probability of exceeding parameter edp_j of component j given an intensity IM ; parameter $E(L_T|IM)$ is a decision variable that is dependent of the intensity of the hazard.

There are lines of investigation that have focused on both the optimization and grouping of the components to reduce calculation time. To do so, numerical integration of Eq. (1) and Eq. (2) [13,15] is required, as well as the preparation of direct functions in both the decision variable and the parameter of structural response.

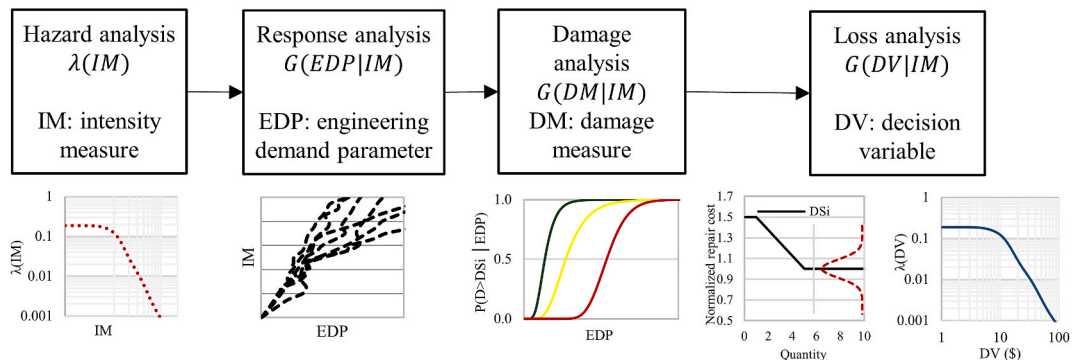


Fig. 1. PEER framework for loss assessment.

One way to establish that losses may be modified as a function of frequency with which events occur at a specific location is through the Expected Annual Loss (*EAL*), which allows establishing a comparison parameter when facing multiple hazards. *EAL*, which is represented in Eq. (3), is calculated through the integration of the function of the expected loss given an intensity $E(L_T|IM)$ over all possible intensities, which is represented in Eq. (3) as the derivative of the hazard curve $\left|\frac{d\lambda IM}{dIM}\right|$, as follows:

$$EAL = \int_0^{\infty} E(L_T|IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM. \quad (3)$$

EAL represents the future annual flow for the losses due to the hazard; repair cost, collapse, and damage in non-structural components are considered. Such flows must be both evaluated in a period and taken to a net present value of future flows. Like Eq. (3), the annual repair time is calculated, representing the number of days per year in the structure's lifespan used for repairs. The expected annual repair time is calculated as follows:

$$EAT = \int_0^{\infty} E(RT|IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM. \quad (4)$$

where $E(RT|IM)$ is the expected repair time, given an intensity *IM*. Similarly, it is possible to obtain the total cost in the lifespan, in which both the initial cost (*IC*) of the structure and the present value of future losses (*PV*) are considered, as follows:

$$E[CT(d_i, t)] = IC + PV \left[\int_0^{\infty} E(L_T|IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM \right]. \quad (5)$$

where d_i refers to building *i*, in which certain design conditions are met.

It is worth to mention that the decision variable *EAL* is associated to a specific exceedance probability of the functions of losses $F_L(l|IM_i)$. To incorporate uncertainty associated to every value of such functions, the annual exceedance rate of the losses can be calculated as follows [11]:

$$P(L_T > l) \approx \lambda(L_T > l) = \int_0^{\infty} P(L_T > l | IM) \left| \frac{d\lambda IM}{dIM} \right| dIM. \quad (6)$$

where $P(L_T > l)$ is the probability that a certain loss value is greater than *l*; $\lambda(L_T > l)$ is the annual exceedance ratio of a loss value being greater than *l*, and $P(L_T > l | IM)$ is the conditional probability of exceeding a loss value *l*, given an intensity level. Equation (6) yields the number of times per year that a certain loss value may be exceeded.

Like Eq. (1) and Eq. (2), Eq. (7) is given, which allows establishing a multivariate approach.

$$E[LCC(d_i, t)] = IC + PV \left[\int_0^{\infty} E(L|IM_1) \left| \frac{d\lambda IM_1}{dIM_1} \right| dIM_1 \right] + PV \left[\int_0^{\infty} E(L|IM_2) \left| \frac{d\lambda IM_2}{dIM_2} \right| dIM_2 \right] \quad (7)$$

where $E[LCC(d_i, t)]$ is the expected value of the cost in the lifespan of the structure.

The evaluation of structural performance in terms of an expected loss can be done by means of the following three criteria [2,3]: a) based on intensity, b) based on a scenario, or c) based on all possible events (wind or earthquake) that may happen in a period.

3. Equivalent local cost

The present work uses data included in FEMA document P-58 [2,3], so conversion of costs associated to construction processes, materials, and labor from the USA to equivalent costs in Mexico is required. Such conversion is done according to Refs. [12,13]. Local costs are calculated through the ratio of the expected cost of materials and labor from one city to another, as follows:

$$C_{repair\ local}^i = C_{repair\ USA}^i [(1 - f_{lab})r_{mat} + f_{lab}r_{lab}], \quad (8)$$

where f_{lab} is the coefficient that represents the fraction of the repair cost that corresponds to labor; r_{mat} is the ratio of the cost of local materials to USA materials; r_{lab} is the ratio of the hourly cost of local labor to USA labor.

The standard deviation of repair costs in the local context is calculated as follows:

$$\sigma_{i,d(local)} = \sigma_{i,d(USA)} \frac{m_{id\ local}}{m_{id(USA)}}. \quad (9)$$

where $\sigma_{i,d(USA)}$ is the standard deviation of the repair cost in the USA, and m_{id} represents the repair cost mean value of repair cost.

An adjustment due to inflation in the USA from 2012 until the year in which the evaluation is done is required because the database was generated in 2012. The future value of the costs can be calculated as follows:

$$FV = (1 + r)^n AV. \quad (10)$$

where FV is the future value of the repair cost (updated cost at the moment of evaluation), AV is the current value of the repair cost of the component (cost 2012), r is the interest ratio, which for this case it is the annual average rate of 2012 inflation to the current year, and n is the number of years (2012–2021). The mean annual rate of inflation registered in the USA from 2012 to 2021 is approximately equal to 1.77%. When substituting the values in Eq. (10), the future value of repair costs results as 1.177 times the value indicated in the FEMA P58 database.

Eq. (8) and Eq. (9) are used to calculate the conversion costs for Mexico. Mexico City (CDMX) is taken as the city of reference. Based on [29], in this study, r_{mat} and r_{lab} ratios are calculated for San Francisco, California, and CDMX. Table 1 shows the conversion factors that include conversion costs and inflation. f_{lab} ratios recommended by Ref. [12] were adopted.

For the case of wind, replacement costs of the façade components for out-of-plane stresses were calculated, because FEMA P-58 [2, 3] only includes fragilities due to distortion in the plane of window panes.

4. Cumulative seismic structural damage

To take into account the cumulative damage on the buildings due to the effect of multiple seismic ground motions occurring during their lifespan, it is necessary, in first place, to simulate a sequence of seismic motions (which may give place to structural damage). Then, the buildings are analyzed “step by step” in time, using the simulated sequence of motions; and finally, an Incremental Dynamic Analysis (IDA) is performed. The following steps show the procedure implemented in the present study:

1. To generate the sequence of ground motions, waiting times between events are simulated in a period of 50 years, under the following conditions: a) the occurrences of seismic events are considered Poisson independent events, b) waiting times between events are considered to have an exponential distribution; the mean waiting time is 5 years [23].
2. To simulate the seismic intensities, it was used the Inverse Transformation method [30]; from which it is possible to obtain the value of a random variable, y , from an inverse function, as follows: $Y = F_Y^{-1}(U)$ (see Fig. 2a). The simulated intensities should correspond with the same number of simulated waiting times.
3. On the other hand, if the occurrence of the seismic events is assumed as a Poisson independent process, then it is possible to establish the transfer function as the following exponential cumulative distribution function:

$$F_T(t) = 1 - e^{-\nu t} \quad (11)$$

where ν is the number of seismic events per unit time, t represents the time interval, and $F_T(t)$ is a random number between 0 and 1, with uniform distribution.

4. From the simulation process it is established the value of ν and its relation with the seismic intensities (S_a) by means of the seismic hazard curve (see Fig. 2b); where S_a represents the spectral acceleration.
5. Then, a seismic sequence is integrated (see Fig. 2c). Here it is assumed that between each ground motion there is a 15s interval, where the ground accelerations are zero.
6. IDAs are performed including the seismic sequence as well as the principal ground motion, which is scaled to the intensity (S_a) associated with the corresponding IDA value.

5. Studied cases

A set of 28-story buildings constituted by steel and concrete composite and intermediate moment frames is analyzed. Structures are used as intermediate-level business-type hotels. The first set of buildings was designed in a conventional way (CB) in accordance with the CFE Mexican Guidelines for Civil Structures (MCE-2015) [31]. Figs. 3 and 4 show the plan of the building, elevation on axis 1, and elevation on axis A, respectively. The second set of buildings presents geometrical characteristics similar to the first set, but it is

Table 1
Cost transformation factors (USA/Mexico).

F_{lab}		Component	Cost transformation factor (CDMX/San Francisco)
0.1	Replacement	1. Water and sewage fixtures	0.4
		2. HVAC equipment and its installation	0.49
		3. Electrical fixtures	0.43
0.5	Replacement	1. Structure	0.59
		2. Façade	0.36
		3. Architectural components	0.41
0.9	Repair	1. Structure	0.31
		2. Façade	0.26
		3. Architectural components	0.27
		4. Water and sewage fixtures	0.25
		5. HVAC equipment	0.26
		6. Electrical fixtures	0.26

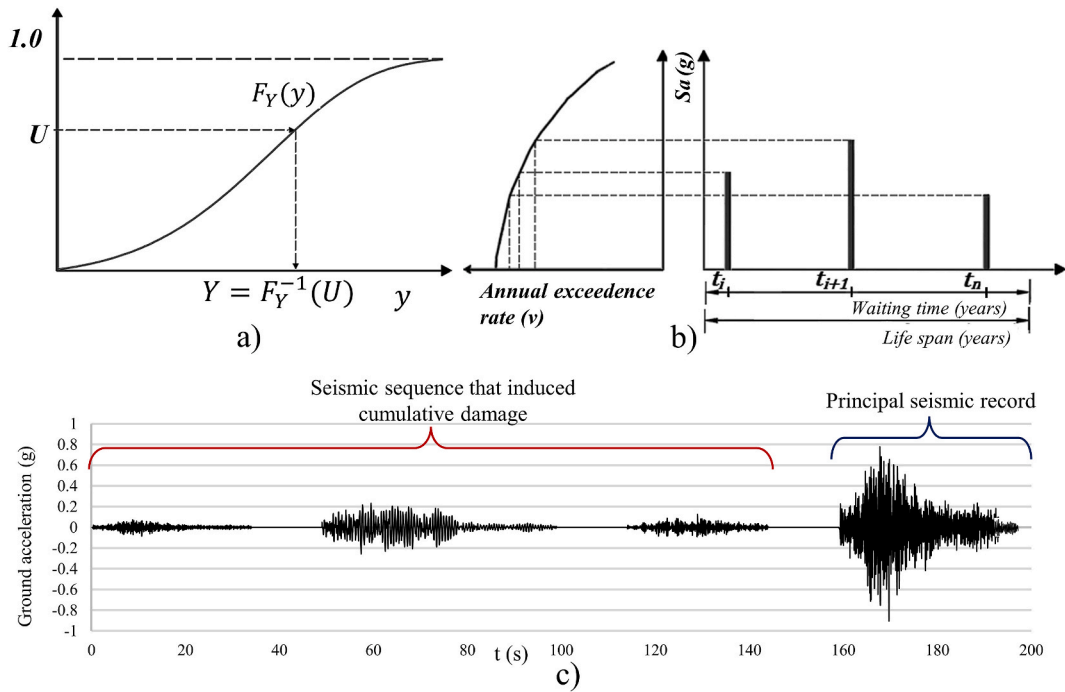


Fig. 2. Simulation procedure of seismic sequences; a) inverse simulation method, b) simulation of seismic intensities in lifespan, c) integration of seismic sequence and principal ground motion.

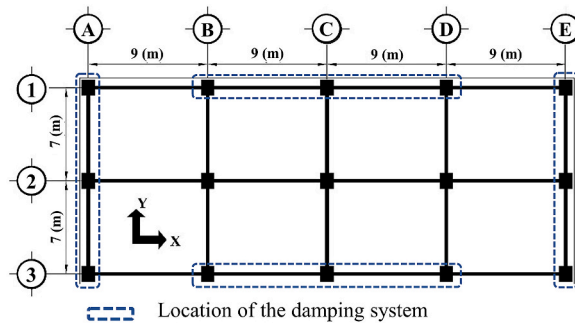


Fig. 3. Plan of the building.

equipped with a fluid non-linear viscous damper system (EDB), which was designed following references [16,17], and some specifications of Chapter 18 of ASCE/SEI 7/16 [18]. The design of the damping system is done for critical damping of 20%. Ten different damping exponents were examined for the analysis: $\alpha = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9$, and 1.0 ; parameter α corresponds to the exponent implicit in the force (F) that develops in the non-linear viscous damper, $F=Cv^\alpha$, where C is the damping coefficient, and v is the relative velocity between the ends of the device. To control the global flexural behavior of the building there is included a diagonal braces (outrigger) system in stories 15 and 28, in both longitudinal and transverse directions.

In total, 35 types of buildings (see Table 2), corresponding to the different combinations of the lateral forces resisting system and the façade systems, were analyzed. In such combinations, four are buildings designed conventionally (CB), and 29 are equipped with energy dissipaters (EDB) using different values of parameter α . The buildings present three different tempered glass thicknesses in their façade ($F1 = 6$ mm, $F2 = 8$ mm, and $F3 = 10$ mm). The following nomenclature is used to identify the cases: the first letter for all cases is E; the second letter is C for buildings conventionally designed; and for buildings with viscous dampers, it is a number that corresponds to exponent α (for example, for $\alpha = 0.1$ the coefficient is 0.1, whereas for $\alpha = 1$ the coefficient is 1.0, etc.). The third coefficient corresponds to the thickness of the tempered glass (in mm); for the cases where cumulative damage is added, CD ending is used. Thus, the following cases are obtained: three CB buildings (E.C-6, E.C-8, and E.C-10), which are analyzed both without incorporating cumulative damage and considering it (E.C-CD). Moreover, buildings with dissipaters and $\alpha = 0.2$ (E.2-6, E.2-8, and E.2-10) are analyzed both without taking into account cumulative damage and account it (E.2-CD).

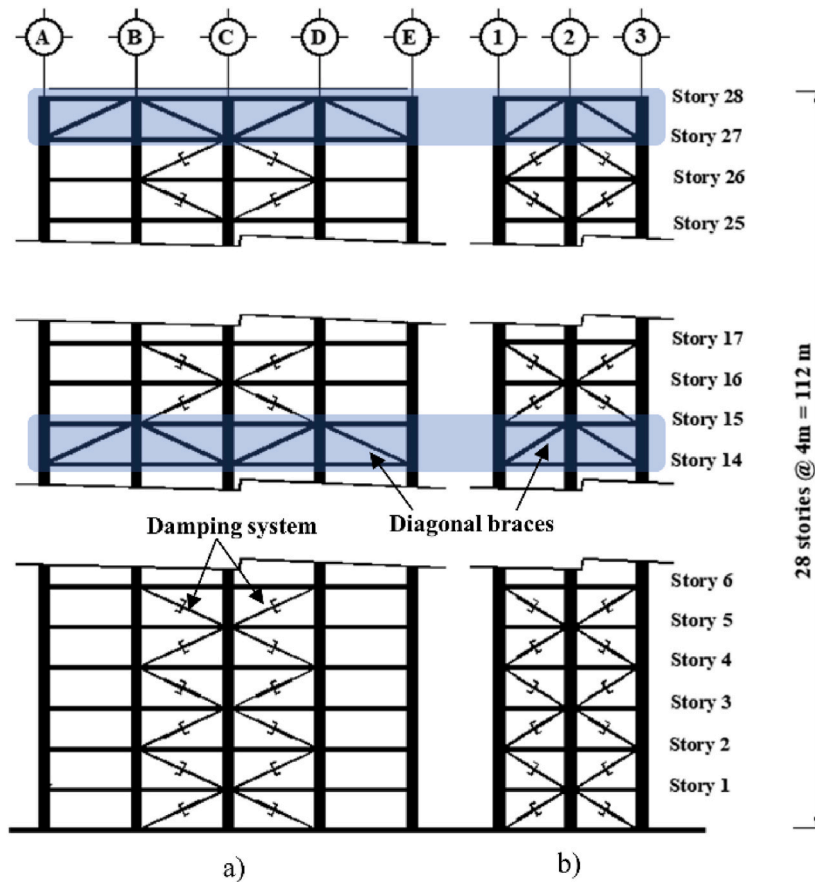


Fig. 4. Elevation of the building, a) Axis 1 (longitudinal direction), b) Axis A (transversal direction).

Table 2
Characteristics of the buildings.

Building type <i>di</i>	Seismic force- resisting system	Glass Facade system	Building type <i>di</i>	Seismic force- resisting system	Glass Facade system
E.C-6	CB	F1 (T. G. t = 6 mm)	E.6-6	EDB- α = 0.6	F1 (T. G. t = 6 mm)
E.C-8	CB	F2 (T. G. t = 8 mm)	E.6-8	EDB- α = 0.6	F2 (T. G. t = 8 mm)
E.C-10	CB	F3 (T.G. t = 10 mm)	E.6-10	EDB- α = 0.6	F3 (T.G. t = 10 mm)
E.1-6	EDB- α = 0.1	F1 (T. G. t = 6 mm)	E.7-6	EDB- α = 0.7	F1 (T. G. t = 6 mm)
E.1-8	EDB- α = 0.1	F2 (T. G. t = 8 mm)	E.7-8	EDB- α = 0.7	F2 (T. G. t = 8 mm)
E.1-10	EDB- α = 0.1	F3 (T.G. t = 10 mm)	E.7-10	EDB- α = 0.7	F3 (T.G. t = 10 mm)
E.2-6	EDB- α = 0.2	F1 (T. G. t = 6 mm)	E.8-6	EDB- α = 0.8	F1 (T. G. t = 6 mm)
E.2-8	EDB- α = 0.2	F2 (T. G. t = 8 mm)	E.8-8	EDB- α = 0.8	F2 (T. G. t = 8 mm)
E.2-10	EDB- α = 0.2	F3 (T.G. t = 10 mm)	E.8-10	EDB- α = 0.8	F3 (T.G. t = 10 mm)
E.3-6	EDB- α = 0.3	F1 (T. G. t = 6 mm)	E.9-6	EDB- α = 0.9	F1 (T. G. t = 6 mm)
E.3-8	EDB- α = 0.3	F2 (T. G. t = 8 mm)	E.9-8	EDB- α = 0.9	F2 (T. G. t = 8 mm)
E.3-10	EDB- α = 0.3	F3 (T.G. t = 10 mm)	E.9-10	EDB- α = 0.9	F3 (T.G. t = 10 mm)
E.4-6	EDB- α = 0.4	F1 (T. G. t = 6 mm)	E1.0-6	EDB- α = 1.0	F1 (T. G. t = 6 mm)
E.4-8	EDB- α = 0.4	F2 (T. G. t = 8 mm)	E1.0-8	EDB- α = 1.0	F2 (T. G. t = 8 mm)
E.4-10	EDB- α = 0.4	F3 (T.G. t = 10 mm)	E1.0-10	EDB- α = 1.0	F3 (T.G. t = 10 mm)
E.5-6	EDB- α = 0.5	F1 (T. G. t = 6 mm)	E.C-CD	CB-Cumulative damage	
E.5-8	EDB- α = 0.5	F2 (T. G. t = 8 mm)	E.2-CD	EDB- α = 0.2 Cumulative damage	
E.5-10	EDB- α = 0.5	F3 (T.G. t = 10 mm)			

5.1. Structural design and structural analysis

5.1.1. Seismic design

The pseudoacceleration design spectrum corresponding to firm soil in Acapulco city, Guerrero, Mexico, was used for seismic design. The following parameters [31] were used:

For the conventional building (CB): ductility reduction factor equal to 2, and over-strength factor equal to 2. The allowable inter-story

drift was taken equal to 0.015 for the collapse prevention limit state, and equal to 0.004 for the serviceability limit state.

For the buildings equipped with energy dissipation devices (EDB): a preliminary structural design was developed using a damping reduction factor $\beta = 0.704$ [31], which is equivalent to using a reduced seismic design response spectrum with 22% of critical damping ratio. The structural system is considered to have a critical damping of 2% [31].

5.1.2. Wind design

The basic parameters used for wind (W) design, according to MCE-2020 [32] are the following:

Basic design wind speed $VR = 41.7$ m/s (for a return interval of 50 years). Basic wind speed corresponding to serviceability limit state $VR_s = 33.4$ m/s (return interval of 10 years). Maximum floor acceleration = 20 milli-g. Topographic effect type = 2 (flatland). Exposure category type RI (Flat, unobstructed areas and water surfaces). The Gusset effect was evaluated using the Gust-effect factor for dynamically sensitive buildings.

5.2. Earthquake and wind loads

Twelve seismic ground motions recorded in firm soil of Acapulco city, Mexico, were selected. They correspond to subduction near-source events with a magnitude larger than 6.5 and epicentral distance around 30 km. The bi-directional structural effects were combined using the square root of the sum of the squares (SRSS) rule.

Meanwhile, wind velocity signals were simulated using the software SVTpro [33], which uses an Autoregressive Moving Average model [34]. The software correlates the wind velocity signal with the height of the structure. Fifteen sets of wind speed signals were developed for the analyses; each set is composed of 28 wind speeds time histories, each with a 10-min duration. For the simulation, the 3s gust reference wind speeds stipulated in Ref. [32] are transformed into 10-min gust reference wind speeds. The potential wind speed profile and Kaimal power spectral density (PSD) were used to simulate the wind turbulence.

In this study, the average spectral acceleration (Sa_{avg}) is used as ground motion intensity measure to consider the spectral shape of the ground motions and to reduce the variability of the structural response. Nevertheless, there are advanced intensity measures that increase the precision to estimate the inelastic nonlinear behavior and take into account higher modes effect on structures subjected to dynamic loading induced by intense ground motions. Accordingly, a broader discussion of advanced intensity measures can be found in Refs. [35,36].

5.3. Seismic and wind hazard functions

Both the seismic hazard curve and the wind hazard curve, which are shown in Figs. 5 and 6 respectively, are used for the numerical integration implicit in Equations (3) and (5)–(7). Such curves correspond to the site in which the structure is located.

6. Incremental Dynamic Analysis

The variation of the structural demand (inter-story drift or floor acceleration, used for seismic or wind response, respectively) with the selected intensity measure was estimated by means of incremental dynamic analyses, IDA. The seismic records were scaled using the average spectral acceleration over a range of vibration periods (Sa_{avg}) [37]. The range was from $0.2T_1$ – $1.5T_1$, where T_1 is the structural fundamental vibration period in the direction of interest. Ruaumoko 3D [38] software was used for the nonlinear time history analyses. Additionally, the wind linear time history analysis was performed with ETABS software.

The stress distribution on glass was determined by means of the theory of mechanics of elastic fracture [39,40], in which it is possible to estimate the maximum stress on glass before cracking propagation. For all cases, the median and the standard deviation of the logarithm of the maximum interstory drift, of the floor acceleration, and of the stress in the surface of tempered glass were calculated for each value of either the Sa_{avg} or the basic wind velocity, depending on the case.

Fig. 7a and b shows the results of the seismic incremental dynamic analyses (IDA) for both the conventional building (E.C-6, E.C-8, and E.C-10) and for the building with a damping system (E.2-6, E.2-8 and E.2-10), respectively. Both cases are subjected to seismic motions. Fig. 7c shows the IDAs of the conventional building considering cumulative damage (E.C-C). Such analyses are useful to establish the capacity of the structural system; however, they are limited to the maximum distortion that occurs in any of the stories; so,

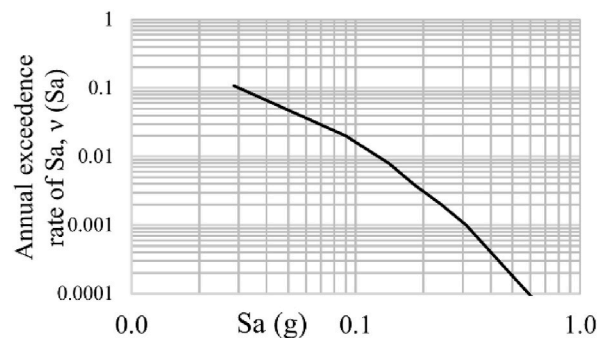


Fig. 5. Pseudoacceleration seismic hazard curve.

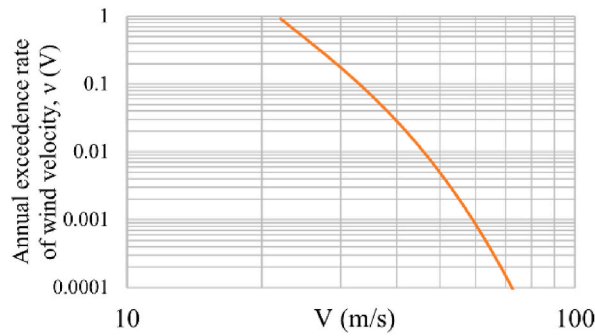


Fig. 6. Wind velocity hazard curve.

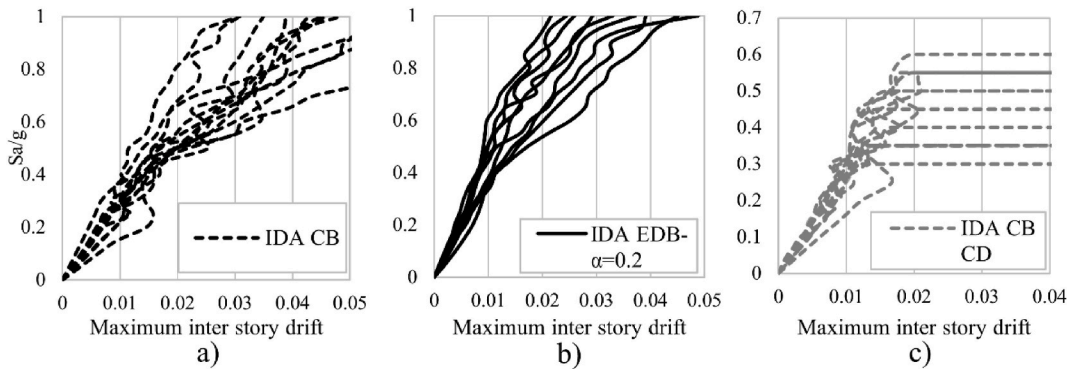


Fig. 7. Results of incremental dynamic analyses corresponding to different building types, a) CB, b) EDB- $\alpha = 0.2$ and c) CB considering cumulative damage.

the history of distortions or displacements that act on the rest of the floors is unknown, which complicates the estimation of the damage level in each story. To take it into account, Fig. 8a and b shows the history of maximum distortions in all stories for an intensity of 0.45 g without including cumulative damage (Fig. 8a) and adding it (Fig. 8b). Such figures show the effect of cumulative damage; they are useful to both determine the cumulative distribution function (CDF) of the demand in each story and establish its corresponding damage distribution.

Also, the response of both the structural system and the window panes of the façade considering different wind speeds were obtained. Fig. 9 shows the maximum stresses on the façade elements, corresponding to three mean wind speeds: a) 25 m/s, b) 30 m/s and c) 35 m/s. Based on such results, it was detected that the façade system presents glass cracking (stresses greater than 180 MPa are present (see Fig. 9b)) for similar wind intensities, whereas the structural system remains with elastic behavior, with distortions lower than 0.005 for the same wind intensity. The greater the wind speed, the greater is the number of façade components that are damaged, losing the area exposed to wind, thus reducing external pressure; however, both damage in the contents inside the building and internal pressure may occur.

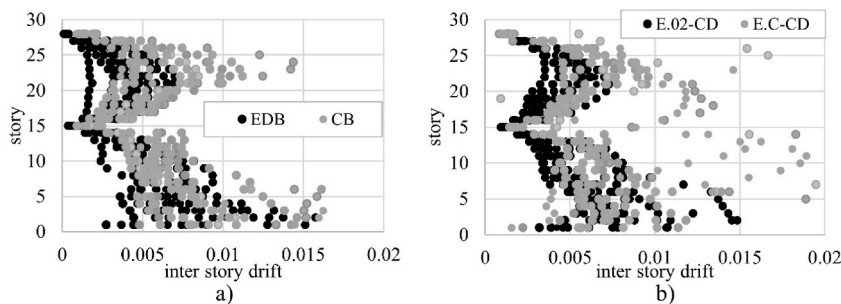


Fig. 8. Maximum story distortion for an intensity of 0.45 g corresponding to cases E.C-6, E.C-8, E.C-10, E.2-6, E.2-8 and E.2-10; a) without considering cumulative damage, and b) to cases E.C-C and E.2-C, considering cumulative damage.

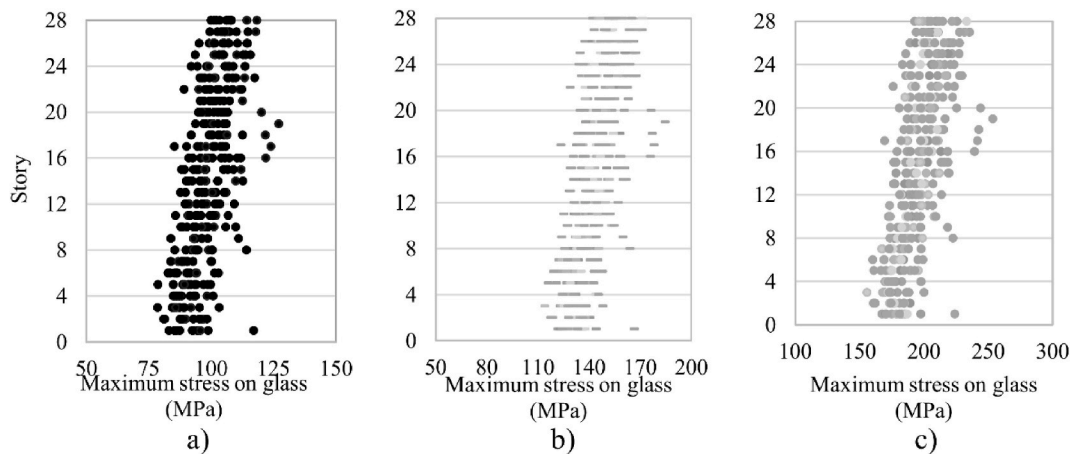


Fig. 9. Maximum stress on façade elements regarding the action of different mean wind velocities, a) $V = 25$ m/s, b) $V = 30$ m/s and $V = 35$ m/s.

7. Evaluation of expected losses

In this section, the evaluation of losses is done by means of the Performance Assessment Calculation Tool (PACT) from FEMA P58-3 [3]. The inventory of the non-structural components was performed with the Normative Quantity Estimation Tool [3]. The quantities of the non-structural components were modified according to common practice in the construction of medium-rise buildings in Mexico. In order to do so, the following components were used: 3 components sensitive to displacement, 10 components sensitive to acceleration distributed in all stories of the building, 6 components for all the building, located on the ground floor, and 5 types of components for the structural system. All components used represent at least 90% of the cost of elements of all the buildings. The total loss threshold was assumed to be equal to 0.5 [3].

For the evaluation of glass cracking losses due to forces perpendicular to the glass, both the correlated demands simulation method [15] and the probability distribution function of the resistance of tempered glass [39] were used.

7.1. Analytical fragility function of viscous dampers

Viscous dampers under loads lower or equal to design conditions show good behavior, and their properties do not deteriorate; however, when the intensity of seismic motions is greater than the design conditions, some damage is possible to occur [41,42]. Some researchers have identified, by means of experimental tests [43], the level of force and displacement that viscous dampers can develop before reaching failure, and based on those studies, analytical models that predict failure have been developed; however, such studies are based on a limited number of experimental tests, so, it is not possible to determine a fragility curve from experimental data. In this regard, FEMA P-58 [3] does not specify fragility curves for viscous dampers; however, it is possible to define them if the Engineering Demand Parameters (EDP's) in which dampers may exceed a certain damage state are known. To integrate the economic impact that dampers damage could have in the decision-making process, in the present study, two *analytical fragility curves* for the dampers, associated with two distinct failure modes are proposed: 1) failure referred to the force-velocity level that the devices can experience, and 2) failure associated with the maximum relative displacement between their ends. The following is considered for the calculation of the fragility functions:

- The model proposed in Ref. [41] was used to determine the level of maximum force that the damper can develop. The model consists of a parallel system integrated by a dashpot that represents the viscous damper, a hook, and a gap that represents the impact when there is either excessive shortening or excessive lengthening.
- The maximum force that defines failure is that associated to the condition of over-velocity indicated in EN15129 [44].
- The end-stroke is the maximum displacement that the damper develops before failure to tension.
- The damper does not fail if the displacements, velocities and forces in the damper are lower than those obtained from both the structural design and the design intensity.
- Only one damage state is used, in which costs associated with damage or failure of the devices correspond with the mean cost of replacement; and the variation coefficient is equal to 0.3 (similar to other PACT components).
- The fragility curve has a lognormal distribution function.

In the following section, the evaluation of losses, based on both intensity and on time, is presented. The following is evaluated: a) repair costs, b) repair times, c) downtime cost due to repairs, for the different study cases, and d) evaluation of the total cost in the lifespan of the structures.

7.2. Evaluation of losses based on intensity

The evaluation based on intensity seeks to find the probability distribution function of the losses for each intensity of interest (earthquake or wind). The calculation of such distribution requires a great amount of information to relate the structural response

parameters to the damage, and then, to the corresponding economic losses. To get such information, in the present study, the Monte Carlo simulation method is used, according to Ref. [15].

7.2.1. Earthquake

Some cumulative distribution functions (CDF) of the economic losses that result from the evaluation based on intensity, corresponding to cases CB, EDB $\alpha = 0.2$, EDB $\alpha = 0.4$, EDB $\alpha = 0.6$, EDB $\alpha = 0.8$, and EDB $\alpha = 1.0$ are shown in Fig. 10a and b, for intensities of 0.15 g and 0.25 g, respectively. Such functions can be used to obtain the expected loss given an intensity level $E(L_T|IM)$, which is associated to an exceedance probability of 50%. Figs. 10a and b shows the following:

Cases EDB $\alpha = 0.2$, EDB $\alpha = 0.8$, and EDB $\alpha = 1.0$ present cumulative distributions of the repair costs that are similar among them, both in values and in shape. Such costs correspond to the lowest values of all cases analyzed (for intensities of 0.15 g and 0.25 g). Such behavior is due to the fact that the three systems present the smallest structural response, and therefore the lowest repair costs.

Cases EDB $\alpha = 0.4$ and EDB $\alpha = 0.6$ have the distributions that reach the highest repair costs from all cases of buildings with damping systems. Such cases also show cumulative distribution functions with greater dispersion of their values due to both a lower control of the structural response and a high dispersion among the responses of each analysis. It is important to highlight that, even though cases EDB $\alpha = 0.4$ and EDB $\alpha = 0.6$ have greater losses, their values stay below the values for case CB.

For low intensities ($IM < 0.15$ g), when cumulative damage is addressed (cases E.C-CD and E.2-CD), there is no significant influence with respect to the same cases that do not consider cumulative damage (cases CB and EDB- $\alpha = 0.2$). Therefore, there is no relevant deterioration of the structure for low intensities. Thus, the greater the intensity, the more significant the influence of the cumulative damage in the CDF of the losses, which also show greater dispersion (see Fig. 10a and b).

Fig. 11 shows the expected losses normalized with respect to the total cost of replacement, $E(L_T|IM)/\text{replacement cost}$. The continuous lines correspond to the cases in which cumulative damage is not considered; dashed lines refer to cases in which cumulative damage is included. Fig. 11 also shows that the expected value of the losses of cases EDB $\alpha = 0.2$, EDB $\alpha = 0.8$, and EDB $\alpha = 1.0$ is similar for low intensities, and as the intensity increases, so does the loss, but variation is lower than 5% for high intensities (0.4 g) because the mean value of the distribution of losses of both groups of buildings presents similar values. Nevertheless, the difference becomes relevant when cumulative damage in building E.C-CD is taken into account (dashed red line). On the other hand, cases EDB $\alpha = 0.4$ and EDB $\alpha = 0.6$ show losses close to the ones for conventional building CB for some intensities, which means a low efficiency of the damping system for these cases.

7.2.2. Wind

Regarding wind hazard, curves similar to the ones in Fig. 10a and b were calculated, assuming that the systems to be evaluated depend on the thickness of the window panes of the building façade. Fig. 12 shows the normalized cumulative distribution function of the repair cost of the façade due to wind for systems F1, F2, and F3, corresponding to a wind speed (V) equal to 50 m/s. Losses are normalized with respect to the replacement cost of façade F1. Fig. 12 shows that for a mean wind speed of 50 m/s, the probability that the repair cost for system F1 is lower than 60% is zero.

Similar to earthquake hazard, the normalized expected value of the losses, given a wind intensity, is calculated for the three façade systems. Fig. 13 shows that the façade system F1 can generate significant losses from mean wind speeds greater than 30 m/s, whereas, for systems F2 and F3, the mean wind speed threshold is greater. Moreover, Fig. 13 also shows the point in which system F2 has expected losses greater than those for system F1, because system F1 tends to the normalized loss of reference, whereas system F2 tends to higher values due to its higher initial cost. Thus, it is important to identify the frequency with which wind velocities greater than 60 m/s can occur.

7.3. Annual exceedance rate of economic losses

Figs. 10–13 show the level of losses that a structural system can have in independent scenarios (wind or earthquake) of a given intensity; however, regardless of the hazard source, neither the frequency of the events that generate the greatest losses nor the

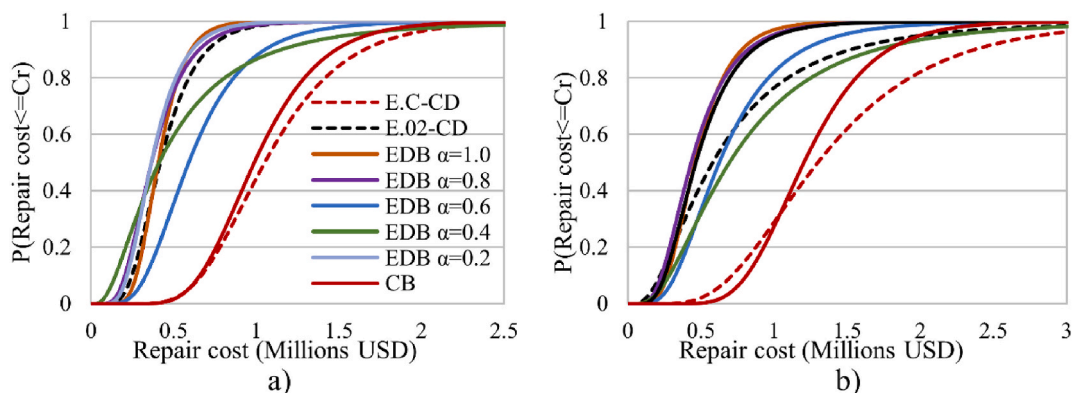


Fig. 10. Cumulative distribution of the probability function of the repair costs for two intensities: a) $IM = 0.15$ g and b) $IM = 0.25$ g

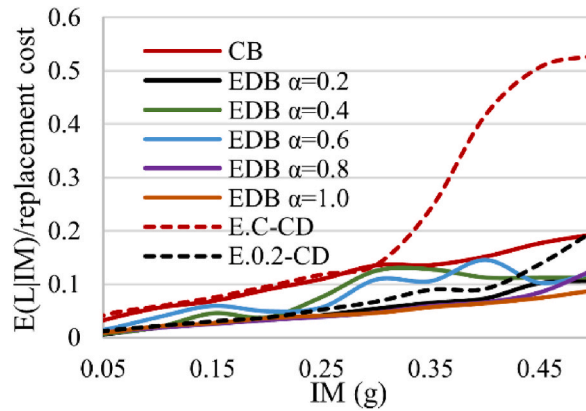


Fig. 11. Normalized expected value of the total loss, given the intensity measure IM .

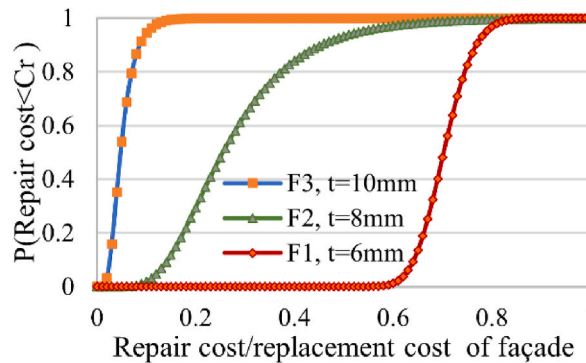


Fig. 12. CDF of the repair cost for a velocity of 50 m/s.

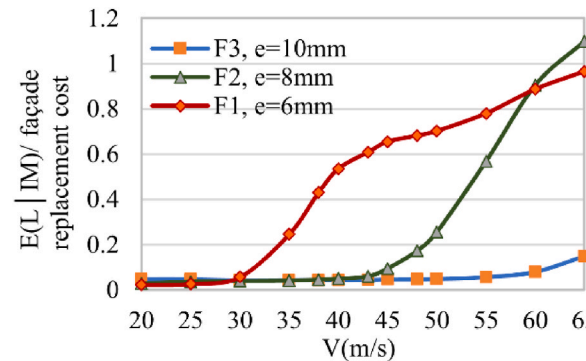


Fig. 13. Normalized expected loss given a mean wind velocity.

uncertainty of each loss value are considered. To do so, in this section, the annual exceedance rate of the losses (repair cost/replacement cost) for both earthquake and wind is calculated, according to Eq. (6).

Fig. 14 shows the annual exceedance rate (λ) of the losses for the systems analyzed independently for both earthquake and wind. The same figure also shows that losses for $\lambda > 0.055$ are controlled by wind events, whereas the earthquake events control monetary losses with less frequency; as it is expected, the systems that have stronger façade components tend to reduce the annual exceedance rate of their losses. It is important to note that system F1 tends to economic losses greater than losses of buildings with damping systems for rates greater than 0.005. The importance of considering both hazards in the loss evaluation is shown later. Conversely, when cumulative damage is assessed (case E.C-CD) the curve tends to separate from the case in which cumulative damage is not evaluated (case E.C), and for $\lambda > 0.005$, the difference starts to be noticeable, and quickly reaches losses of 100% of the replacement cost. The sudden increase of the repair costs is influenced by both the shape of the probability distribution functions for high intensities and for

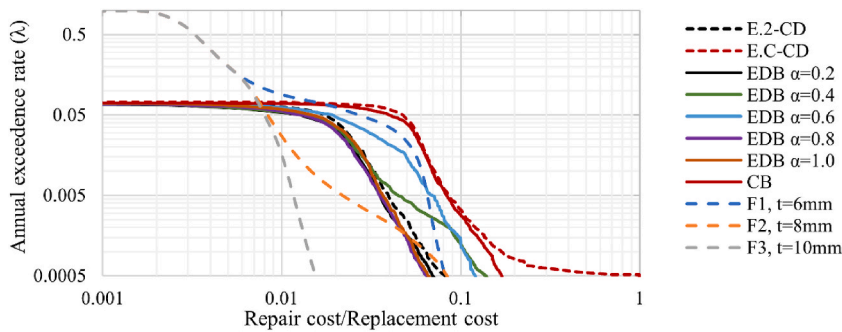


Fig. 14. Annual exceedance rate of the loss due to earthquake and, alternatively, to wind.

the total loss threshold. The latter is a parameter that, once it is surpassed, the system must be replaced, and it is not feasible to repair it.

Similar to the evaluation for earthquake and, alternatively, for wind, the annual exceedance rate of the losses due to both wind and earthquake ($W + E$) is calculated; it is calculated as the sum of the annual exceedance rates calculated independently for each hazard, and for the same level of loss. Fig. 15 shows the annual exceedance rates of the losses ($W + E$) corresponding to cases E.C-6, E.2-6, E.4-6, E.8-6, E1.0-6, E.C-CD, and E.2-CD. It is important to note that in the zones close to the intersection of the curves there is an increase in the exceedance rates with respect to the curves in Fig. 14, whereas the phenomenon is controlled by the wind in the upper zone ($\lambda > 0.06$); for small rates, it is controlled by a combination of wind and earthquake ($W + E$) for cases E.C-6 and E.6-6, because both wind and earthquake have similar annual exceedance rates for the same values of losses, and therefore, the recurrence period of the losses is lower when including both hazards. For cases in which the façade system corresponds to F3, the lower zone of the curve ($\lambda < 0.06$) is dominated by the seismic events because losses and damage associated to system F3 are very low (see grey dashed line in Fig. 15).

8. Expected annual loss (repair cost, repair time and downtime), without considering cumulative damage

In recent years, the annualized values of the expected losses (*EAL*), such as repair cost, repair time, downtime, etc., have been adopted as useful parameters to establish the performance of structures through a cost-benefit analysis. Fig. 16 shows the normalized *EAL* with respect to the replacement cost of building E.C-6 (which is established as the building of reference) for each hazard (earthquake and wind), and for the cases in which cumulative structural damage is not taken into account. Fig. 16 also shows the fraction of the total cost of the building of reference that is invested annually in repairs, either for earthquakes or for wind. On the other hand, Fig. 17 shows the annual time of repair (*EAT*) that is used to repair the associated damage. Figs. 16 and 17 show the following: 1) both hazards can contribute to *EAL* in similar proportions. Thus, neglecting either hazard in the cost-benefit analysis can provoke significant mistakes in the decision-making process when dealing, for example, with initial investments, insurance rates, etc.; 2) when including the damping system (building type from E.1-6 to E1.0-10), a reduction of up to 60% in the *EAL*-Earthquake with respect to building E.C-6 is observed; a similar reduction occurs when modifying the thickness of the tempered glass from 6 mm to either 8 mm or 10 mm for the *EAL*-Wind case; 3) for buildings E.C-6, E.C-8 and E.C-10, parameter *EAL* is governed by the effects of earthquake, whereas the wind effects govern the rest of the systems.

9. Expected life cycle cost

9.1. Influence of the downtime cost on the selection of the optimal design

The assumptions made about the cost analysis in the lifespan reasonably integrate the uncertainties associated with both the demand and the capacity of the structural systems, as well as the losses associated with the different damage levels that the systems may experience under hazards of different nature [12]. In what follows, the expected value of the lifespan cost, $E[LCC]$, is evaluated as indicated in Eq. (7), where both the initial cost of the structural systems and the present value of the annual losses are determined in a period of 50 years and a discount rate of 3%.

Fig. 18 shows the following: i) the $E[LCC]$ of the study cases in Table 2, without considering cumulative structural damage and without accounting the present value of the losses associated with downtime; ii) the part proportional to the initial cost (*IC*); iii) the present value (*PV*) of the losses due to earthquake (*E*); iv) the present value (*PV*) of the losses due to the wind (*W*). It can be seen that the optimal design is E.2-6; however, notice that when losses are associated with stopped operations of the building, the system with the lowest total cost is E.2-10 (see Fig. 19) which corresponds to the $E[LCC]$ adding the present value of the losses associated to downtime.

Thus, downtime may both govern the decision-making process, and have greater importance depending on the economic activity developed in the building. In this study, the use of the building is supposed to be an intermediate-level hotel, with an annual mean occupation of 30% [45]; in this case losses associated with downtime may vary from 3.84 to 12.61% of the total cost of the building.

10. Influence of the cumulative damage on *EAL*, *EAT*, and $E[LCC]$

Sections 7 and 8 show the influence of cumulative damage in the expected losses; section 6 considers a given *IM*, and section 8 refers to the annual exceedance rate of the losses, which are more notorious for high intensities, or for low exceedance rates, $\nu < 0.05$. In the

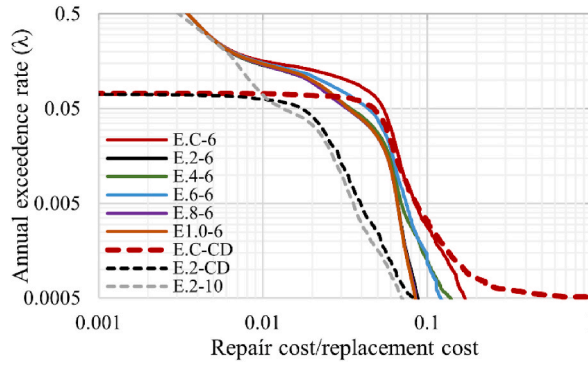


Fig. 15. Annual exceedance rate of the total loss (Wind + Earthquake).

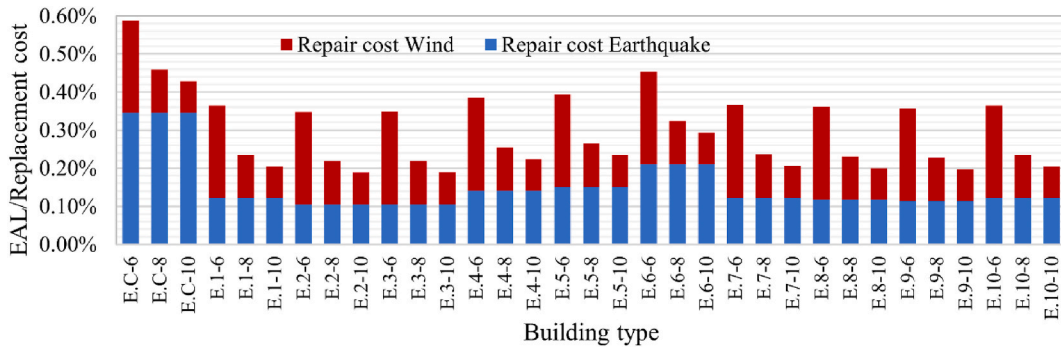


Fig. 16. Expected annual losses normalized with respect to the replacement cost, due to both wind and earthquake, corresponding to the types of buildings in Table 2, without considering cumulative damage.

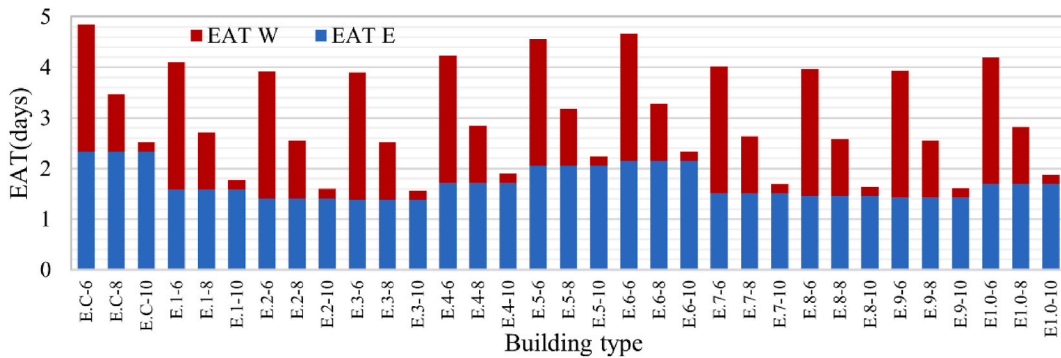


Fig. 17. Annualized expected value of repair time due to both wind and earthquake, corresponding to building types in Table 2, without considering cumulative damage.

present section, the influence of other decision parameter in structures subjected to seismic actions is evaluated. Such influence is shown for cases E.C-CD and E.2-CD, and it is compared with the respective cases in which cumulative damage is not taken into account (E.C-10 and E.2-10).

Fig. 20a and b and 21 refer to cases E.C-10, E.C-CD, E.2-10 and E.2-CD, which correspond to cases with and, alternatively, without cumulative damage; Fig. 20a shows the annualized expected values of the repair cost (*EAL*/replacement cost); Fig. 20b shows the repair time and Fig. 21 shows the repair cost plus the downtime cost. Such figures yield the following information: a) when including cumulative damage in the conventional building (case E.C-CD), there is an increase of 17.1% in *EAL* with respect to the case that does not account it (case E.C-10); b) for the building with damping system, the *EAL* increase between cases E.2-CD and E.2-10 is equal to 27.2%. c) even though the *EAL* increase of system E.2-CD/E.2-10 is greater with respect to E.C-CD/E.C-10, the absolute values of *EAL* of case E.2-CD are much lower than the values of case E.C-10; that is, the damped building has a better structural performance, even when cumulative damage is considered.

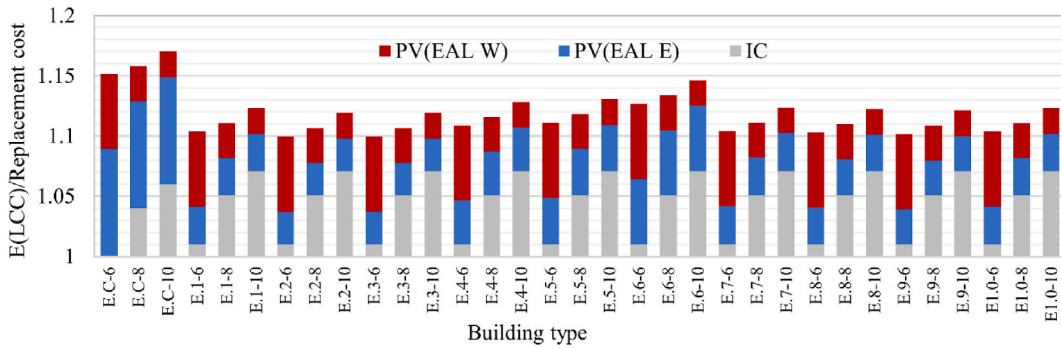


Fig. 18. Expected life cycle cost of each building type, without considering the loss associated to downtime.

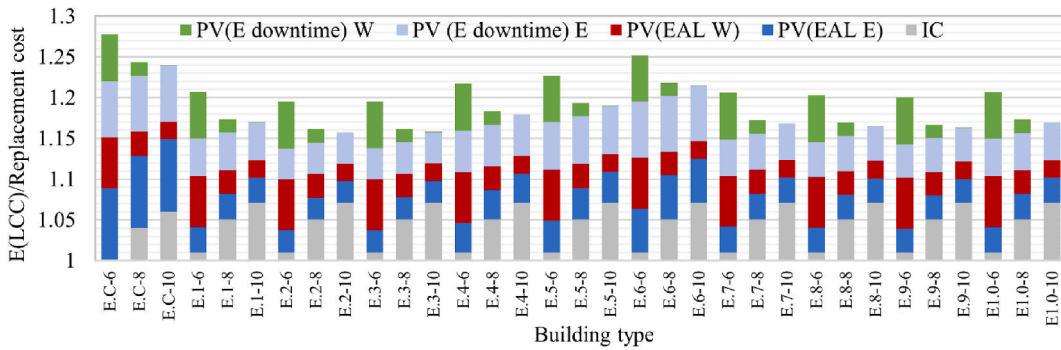


Fig. 19. Expected life cycle cost of each building type, considering the loss associated to downtime.

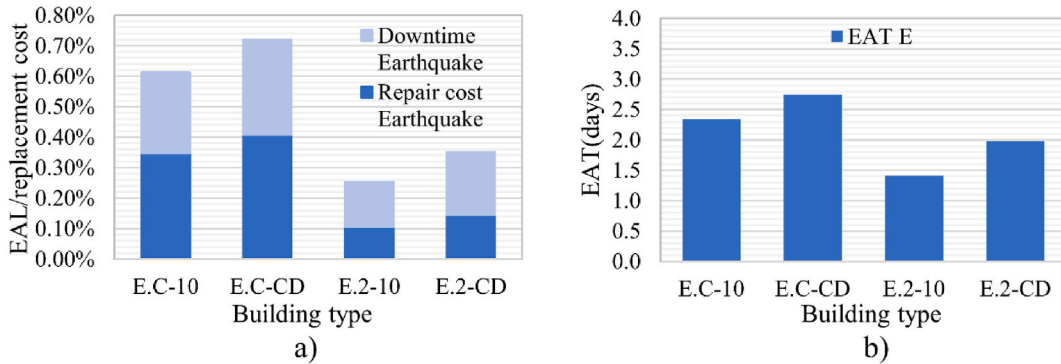


Fig. 20. Annualized expected values of a) repair and downtime cost, and b) repair time due to earthquake, considering cumulative damage.

Fig. 21 shows the normalized value of $E[LCC]$ for cases E.C-10, E.C-CD, E.2-10, and E.2-CD, taking into account downtime. The following information is obtained: i) when considering cumulative damage, the downtime contribution increases because more repair time is required, and therefore, there is more out-of-order time; ii) the increase in $E[LCC]$ of cases E.C-CD/E.C-10 is equal to 2.3%, and for cases E.2-CD/E.2-10 it is equal to 2.2%; however, building E.2-CD shows a lower $E[LCC]$ than building E.C-10 and other cases with damping system. Thus, building E.2-CD displays good structural performance, even when cumulative damage is considered.

In summary, the optimization was performed, in first place, for the 33 building structures subjected to seismic events, where no cumulative damage was accounted for (EC-6 to E1.0-10 cases). It was concluded that the E.2-10 building was the optimum case of the set of buildings with a supplemental damping system, while the E.C-10 building was the optimum one corresponding to the conventional design. Next, the two buildings (E.2-10 and E.C-10) were subjected to ground motion seismic sequences to include the cumulative damage and to assess how it affects the decision variables (i.e., expected annual loss and life cycle cost). In this respect, the authors consider that the assessment of the two cases, through the minimum life cycle cost, was provided a clear insight into the significance of losses that the optimized buildings can achieve, and that there is no need to evaluate the no optimum cases.

On the other hand, for the wind analysis, it was found that while the structural system presented linear behavior, the façade glasses

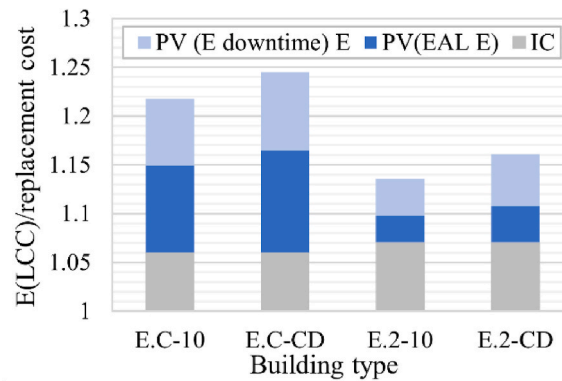


Fig. 21. Normalized expected life cycle cost of each building type, considering loss associated to downtime.

were subjected to pressures that can lead to failure. The cumulative damage on the façade depends on the distribution and on the number of glasses broken during an intense wind event. As the glasses disappear from the façade, its exposed area becomes smaller. The broken glasses are generally replaced just after the intense wind, so the cumulative damage during the lifespan of the structure is not significant for this type of non-structural components, and does not influence the optimization process of the structural design.

11. Conclusions

A methodology to evaluate economic losses through different decision parameters is presented. The influence of variables, such as multiple independent hazards, cumulative structural damage, and downtime due to repair times, is quantified. Such methodology is applied to a 28-story building conventionally designed, and alternatively, it is designed with a non-linear viscous damping system that provides 20% of critical damping. Ten different damping exponents α are examined. Moreover, the pertinence of the façade system with three different thicknesses of tempered glass is evaluated. Both general and particular conclusions obtained from this study, for the cases analyzed, are presented below. The general conclusions are shown in italics.

11.1. Regarding multi-hazard analysis

- *The optimal structural design may be different when only one hazard (either wind or earthquake) is evaluated.*

Both wind and earthquake hazards were determined to have a similar participation in the Expected Annual Loss (EAL); thus, neglecting either hazard can bring errors in the selection of the optimal design.

The use of annual exceedance rate curves of the losses determined that wind hazard controls losses for $\lambda > 0.06$, whereas for $\lambda < 0.06$, losses are controlled by events of both earthquake and wind. When implementing façade system F3 ($t = 10$ mm), losses are controlled by seismic events.

11.2. Regarding cumulative damage in buildings

- *Cumulative damage plays an important role in loss evaluation, so it should be taken into account.*

The analysis based on intensity determined that for an $IM > 0.3$ g, losses change significantly when cumulative damage is included, with respect to the case in which it is not.

Both the optimal case (case E.2-10) and the conventional building with the lowest $E[LCC]$ (case E.C-10) were evaluated under the action of seismic sequences (cases E.C-CD and E.2-CD). Results show that the increase in the EAL was 27.2 and 17.1%, respectively, when the damage accumulation was considered.

11.3. Regarding downtime

- *The inclusion of downtime may define the selection of the optimal design.*

In this study, the optimal case is the one that corresponds to $\alpha = 0.2$ and a glass thickness $t = 6$ mm when downtime is not considered (E.2-6); however, when downtime is addressed, the optimal case is E.2-10, which corresponds to a glass thickness of 10 mm and $\alpha = 0.2$.

11.4. Regarding supplemental damping

- *Both EAL and $E[LCC]$ may differ for the damped buildings under study, even when the same percentage of supplemental damping is used in the design.*
- *The inclusion of energy dissipaters, in general, reduces EAL, EAT, and $E[LCC]$.*

In the present study EAL, EAT, and $E[LCC]$ are reduced up to the following percentages: i) 50% for EAL and EAT, and 5% for $E[LCC]$, when only earthquake is considered; and ii) 69% for EAL and EAT, and 10.1% for $E[LCC]$ when both earthquake and wind are included.

11.5. Regarding the glass thickness

- The increase in the thickness of the façade may reduce the EAL and EAT values

A reduction greater than 50% in EAL and EAT values was obtained when the thickness of the tempered glass in the façade was increased from 6 mm to 8 mm. Such reduction is around 66% in EAL and EAT when glass thickness is modified from 6 to 10 mm.

The methodology proposed here can be applied for the design optimization of different type of infrastructure as long as the structural designer have enough information and make the pertinent adjustments related to each of the following steps: 1) hazard analysis, 2) structural response, 3) damage analysis, 4) consequence analysis and optimization.

Author statement

Marco A. Santos-Santiago: Investigation, Writing - review & editing, Software.

Sonia E. Ruiz: Conceptualization, Methodology, Validation, Supervision, Funding acquisition.

Laura Cruz-Reyes: Writing - original draft, Validation.

Declaration of competing interest

The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

Acknowledgments

The first author thanks CONACyT for the scholarship provided to pursue his graduate studies. This research was done with the support of PASPADA-DGAPA-UNAM and PAPIIT-DGAPA-UNAM (project IN100320) programs. Finally, the authors would like to express their gratitude to the two anonymous reviewers whose suggestions helped to improve the quality of the manuscript.

References

- [1] C.A. Cornell, F. Jalayer, R.O. Hamburger, D.A. Foutch, Management agency steel moment frame guidelines, *J. Struct. Eng.* 128 (2002) 526–533, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526)).
- [2] Applied Technology Council, FEMA P58 Seismic Performance Assessment of Buildings, 2012.
- [3] Applied Technology Council, FEMA P58 Seismic Performance Assessment of Buildings, 2018.
- [4] M. Huang, High-rise Buildings under Multi-Hazard Environment, Springer, 2017, <https://doi.org/10.1007/978-981-10-1744-5>.
- [5] M.S. Kappes, M. Keiler, K. von Elverfeldt, T. Glade, Challenges of analyzing multi-hazard risk: a review, *Nat. Hazards* 64 (2012) 1925–1958, <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0294-2>.
- [6] Y. Li, B.R. Ellingwood, Framework for multihazard risk assessment and mitigation for wood-frame residential construction, *J. Struct. Eng.* 135 (2009), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:2\(159\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(159)).
- [7] M.A. Jaimes, E. Reinoso, L. Esteve, Risk analysis for structures exposed to several multi-hazard sources risk analysis for structures exposed to several multi-hazard sources, *J. Earthq. Eng.* 19 (2015) 297–312, <https://doi.org/10.1080/13632469.2014.962673>.
- [8] Y.K. Wen, Minimum lifecycle cost design under multiple hazards, *Reliab. Eng. Syst. Saf.* 73 (2001) 223–231, [https://doi.org/10.1016/S0951-8320\(01\)00047-3](https://doi.org/10.1016/S0951-8320(01)00047-3).
- [9] H. Mahmoud, G. Cheng, Framework for lifecycle cost assessment of steel buildings under seismic and wind hazards, *J. Struct. Eng.* 143 (2017), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001663](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001663).
- [10] L. Ierimonti, L. Caracoglia, I. Venanzi, A.L. Materazzi, Investigation on life-cycle damage cost of wind-excited tall buildings considering directionality effects, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 171 (2017) 207–218, <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.09.020>.
- [11] M.C. Ramirez, E. Miranda, Significance of residual drift in building earthquake loss estimation, *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 41 (2012) 1477–1493, <https://doi.org/10.1002/eqe.2217>.
- [12] K. Porter, K. Farokhnia, D. Vamvatsikos, I. Cho, Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements, *GEM Tech. Rep.* (2015) 116.
- [13] A.N. Papadopoulos, D. Vamvatsikos, A.K. Kazantzi, Development and application of FEMA P-58 compatible story loss functions, *Earthq. Spectra* 55 (2019) 95–112, <https://doi.org/10.1193/102417EQS222M>.
- [14] A. Nikellis, K. Sett, A.S. Whittaker, Multihazard design and cost-benefit analysis of buildings with special moment-resisting steel frames, *J. Struct. Eng.* 145 (2019), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002298](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002298).
- [15] T.Y. Yang, J. Moehle, B. Stojadinovic, A. Der Kiureghian, Seismic performance evaluation of facilities: methodology and implementation, *J. Struct. Eng.* 135 (2009) 1146–1154, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135).
- [16] O. Ramirez, M. Constantinou, C. Kitcher, A.S. Whittaker, M.W. Johnson, J. Gomez, C. Chrysostomou, Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems, 2000. New York.
- [17] M.A. Santos-Santiago, S.E. Ruiz, F. Valenzuela-Beltrán, Influence of higher modes of vibration on the seismic response of buildings with linear and nonlinear viscous dampers, *J. Earthq. Eng.* (2020) 1–24, <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1822223>.
- [18] American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, 2017, <https://doi.org/10.1061/9780872629042>.
- [19] C. Christopoulos, A. Filiatrault, Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation, IUSS Press, 2006.
- [20] J.S.M. Kong, D.M. Frangopol, Life-cycle reliability-based maintenance cost optimization of deteriorating structures with emphasis on bridges, *J. Struct. Eng.* 129 (2003) 818–828.
- [21] H. Krawinkler, M. Zohrei, Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, *Comput. Struct.* 16 (1983) 531–541, [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(83\)90193-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(83)90193-1).
- [22] M.A. Torres, S.E. Ruiz, Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time, *Eng. Struct.* 29 (2007) 2183–2192, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.014>.
- [23] D. Tolentino, S.E. Ruiz, Time-dependent confidence factor for structures with cumulative damage, *Earthq. Spectra* 31 (2015) 441–461, <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>.
- [24] F. Jalayer, H. Ebrahimian, Seismic risk assessment considering cumulative damage due to aftershocks, *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 46 (2017) 369–389, <https://doi.org/10.1002/eqe.2792>.
- [25] A.N. Papadopoulos, P. Bazzurro, Exploring probabilistic seismic risk assessment accounting for seismicity clustering and damage accumulation: Part II. Risk analysis, *Earthq. Spectra* 37 (2021) 386–408, <https://doi.org/10.1177/8755293020938816>.

- [26] M.C. Comerio, Estimating downtime in loss modeling, *Earthq. Spectra* 22 (2006) 349–365, <https://doi.org/10.1193/1.2191017>.
- [27] C. Molina Hutt, I. Almufti, M. Willford, G. Deierlein, Seismic loss and downtime assessment of existing tall steel-framed buildings and strategies for increased resilience, *J. Struct. Eng.* 142 (2015), C4015005, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001314](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001314).
- [28] W. Cui, L. Caracoglia, Performance-based wind engineering of tall buildings examining life-cycle downtime and multisource wind damage, *J. Struct. Eng.* 146 (2020) 1–12, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002479](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002479).
- [29] Turner and Townsend, *International Construction Market Survey*, 2019.
- [30] R.Y. Rubinstein, D.P. Kroese, *Simulation and the Monte Carlo Method*, third ed., Wiley, New Jersey, 2017 <https://doi.org/10.1002/9781118631980>.
- [31] Comisión Federal de Electricidad, *Manual de Obras Civiles Diseño por Sismo*, 2015.
- [32] Comisión Federal de Electricidad, *Manual de Obras Civiles Diseño por Viento*, 2020.
- [33] J.A. Ortegón-Esparza, A. Pozos-Estrada, Public programs for wind engineering applications on structures, 6th Struct. Eng. World Congr., Cancún, México <https://proyectos.iingen.unam.mx/genesissimvt-svtpro/es-mx/Paginas/default.aspx>.
- [34] E. Samaras, M. Shinozuka, A. Tsurui, ARMA Representation of random processes, *J. Eng. Mech.* III (1985) 449–461.
- [35] E. Bojórquez, R. Chávez, A. Reyes-Salazar, S.E. Ruiz, J. Bojórquez, A new ground motion intensity measure IB, *Soil Dynam. Earthq. Eng.* 99 (2017) 97–107, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.05.011>.
- [36] A. Rodríguez-Castellanos, S.E. Ruiz, E. Bojórquez, A. Reyes-Salazar, Influence of spectral acceleration correlation models on conditional mean spectra and probabilistic seismic hazard analysis, *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 50 (2021) 309–328, <https://doi.org/10.1002/eqe.3331>.
- [37] J.W. Baker, C.A. Cornell, Spectral shape, epsilon and record selection, *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 35 (2006) 1077–1095, <https://doi.org/10.1002/eqe.571>.
- [38] A.J. Carr, RUAUMOKO. Volume 3: User Manual for the 3-dimensional, vol. 3, 2003, p. 152.
- [39] G. Pisano, G.R. Carfagni, The statistical interpretation of the strength of float glass for structural applications, *Construct. Build. Mater.* 98 (2015) 741–756, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.073>.
- [40] G. Pisano, G.R. Carfagni, J. Schneider, Open issues in the calibration of partial safety factors for heat-treated glass, *Struct. Saf.* 79 (2019) 1–11, <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2019.01.002>.
- [41] A. Sepehri, T. Taghikhany, S.M.R. Ahmadi Namin, Seismic design and assessment of structures with viscous dampers at limit state levels: focus on probability of damage in devices, *Struct. Des. Tall Special Build.* 28 (2018) 1–15, <https://doi.org/10.1002/tal.1569>.
- [42] F. Scozzese, L. Gioiella, A. Dall'Asta, L. Ragni, E. Tubaldi, Influence of viscous dampers ultimate capacity on the seismic reliability of building structures, *Struct. Saf.* 91 (2021), 102096, <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2021.102096>.
- [43] H.K. Miyamoto, A.S.J. Gilani, A. Wada, C. Ariyaratana, Limit states and failure mechanisms of viscous dampers and the implications for large earthquakes, *Earthq. Eng. Struct. Dynam.* 39 (2010) 1279–1297, <https://doi.org/10.1002/eqe>.
- [44] European Committee for Standardization, EN15129 Anti-seismic Devices, 2009.
- [45] Annual hotel occupancy report in Mexico. https://www.datatur.sectur.gob.mx/ITxEF/ITxEF_GRO.aspx, 2021. (Accessed 15 January 2022).