



Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONFIABILIDAD DE EDIFICIOS CON  
CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO  
EXPUESTOS A SECUENCIAS SÍSMICAS EN EL TIEMPO

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

P R E S E N T A

ING. ALEXIS EBIMAE L GARCÍA LUCAS

DIRECTOR DE TESIS: DR. DANTE TOLENTINO LÓPEZ

CDMX. MARZO DEL 2021

# Dedicatoria

---

*A mi familia, por todo el apoyo recibido a lo largo de mi vida, en especial a mis padres, Eugenio C. García y Mercedes C. Lucas, por todas sus palabras de aliento y por nunca haber dejado de creer en mí.*

*A mi compañera de los últimos años, Marisol Sánchez, por haberme apoyado incondicionalmente, por sus palabras de aliento y por haberme regalado momentos de alegría.*

*A mis sobrinos Emerick y Jalet, por haberme brindado mucha alegría.*

# Agradecimientos

---

*Primeramente, quiero agradecerle a Dios por permitirme llegar a donde estoy, y ser él, la única explicación cuando la comprensión humana llega a sus límites en el entendimiento del universo.*

*Agradezco a la institución, por permitirme realizar mis estudios de posgrado y a los doctores que imparten los cursos; que, con sus conocimientos y experiencia permitieron formarme como un mejor profesional.*

*Agradezco al CONACYT por la beca otorgada.*

*Agradezco de manera especial a mi director de tesis, el Dr. Dante Tolentino López, quien aceptó dirigir este trabajo, por sus valiosos comentarios, por su invaluable dedicación y por la confianza que depositó en mí para desarrollar este trabajo.*

*A mis sinodales, la Dra. Ma. de la Consolación Gómez Soberón, el Dr. Luciano Roberto Fernández Sola y al M.I Carlos Alberto Carrillo Bueno; que, con sus valiosos comentarios ayudaron a enriquecer este trabajo.*

*A mis amigos, Ulises, Roberto, Heberth, Iván y Fabián por aquellas pláticas y discusiones que tuvimos acerca de la ingeniería estructural a lo largo de nuestra etapa como estudiantes, de igual manera a mis demás compañeros de la maestría y del doctorado, por las sugerencias y hacer amena los años de la maestría.*

*A un buen amigo Joel, por la amistad brindada a lo largo de estos años.*

# Índice

Introducción.....	1
Antecedentes.....	2
Objetivos.....	7
Alcances.....	8
Justificación.....	8
Capítulo 1: Contravientos restringidos al pandeo	
1.1 Comportamiento de un CRP.....	11
1.2 Diseño de los contravientos restringidos al pandeo (CRP) .....	14
1.2.1 Fuerzas cortantes .....	15
1.2.2 Diseño.....	15
Capítulo 2: Confiabilidad Estructural	
2.1 Estimación probabilista de la confiabilidad estructural en el tiempo.....	20
Capítulo 3: Estimación del daño acumulado	
3.1 Sismicidad regional y local.....	25
3.2 Clasificación de los sismos.....	25
3.3 Simulación de acelerogramas .....	26
3.4 Simulación de intensidades sísmicas.....	27
3.5 Simulación de tiempos de espera .....	29
3.6 Escalamiento de acelerogramas.....	30
3.7 Estimación del daño acumulado.....	30
3.8 Ejemplo de aplicación .....	32
Capítulo 4: Casos de estudio	
4.1 Descripción de los casos de estudio .....	35
4.2 Propiedades nominales de los materiales .....	36
4.3 Cargas de diseño.....	36
4.4 Zonificación sísmica y espectro de diseño .....	37
4.5 Consideraciones generales para el proceso de diseño .....	37

4.6 Distorsiones de entrepiso.....	37
4.7 Descripción de las secciones de diseño .....	39
Capítulo 5: Análisis no lineal	
5.1 Modelo de análisis no lineal. ....	47
5.2 Propiedades medias .....	48
5.2.1 Carga muerta media.....	48
5.2.2 Propiedades mecánicas medias .....	48
5.2.3 Secciones medias .....	49
5.3 Diagrama momento-curvatura.....	49
5.4 Modelos de comportamiento .....	50
5.4.1 Modelo de takeda modificado .....	51
5.4.2 Modelo bilineal .....	52
5.5 Rotaciones plásticas.....	52
Capítulo 6: Confiabilidad estructural en el tiempo	
6.1 Análisis Dinámico Incremental (IDA) .....	55
6.1.1 Comportamientos de curvas IDA .....	56
6.1.2 Resultados de los análisis IDA .....	57
6.2 Daño evolutivo .....	59
6.3 Comportamiento global de la estructura.....	61
6.4 Mecanismo de falla.....	63
6.5 Comportamiento de los CRPs en la estructura .....	65
6.6 Funciones de distribución de no daño y de falla .....	66
6.7 Confiabilidad y probabilidad de falla en el tiempo .....	68
Conclusiones.....	71
Bibliografía.....	73

# Índice de figuras

Figura 1.1 Comportamiento histérico de un contraviento convencional.....	10
Figura 1.2 Desarrollo y aplicación de CRPs en Japón.....	11
Figura 1.3 Aplicaciones de CRPs en el mundo.....	11
Figura 1.4 Ciclo de histéresis un CRP.....	12
Figura 1.5 Elementos de un contraviento restringido al pandeo.....	12
Figura 1.6 Secciones típicas de un CRP.....	13
Figura 1.7 Diagrama esquemático de las zonas de un CRP.....	13
Figura 1.8 Composición de un sistema estructural.....	14
Figura 1.9 Configuración propuesta de CRPs.....	17
Figura 2.1 Representación del daño evolutivo.....	21
Figura 3.1 Cinturón de fuego.....	25
Figura 3.2 Placas tectónicas en México.....	25
Figura 3.3 Sismos más importantes en México.....	26
Figura 3.4 Espectros de respuesta de los sismos simulados.....	27
Figura 3.5 Curva de peligro sísmico.....	28
Figura 3.6 Función de probabilidad acumula.....	29
Figura 3.7 Diagrama de flujo para la estimación del daño acumulado.....	31
Figura 3.8 Simulación de intensidades sísmicas y tiempos de espera.....	32
Figura 3.9 Espectro de respuesta del sismo i (determinación de FE).....	32
Figura 3.10 Espectro de respuesta del sismo i con la intensidad deseada.....	32
Figura 3.11 Construcción de historia de eventos sísmicos.....	33
Figura 4.1 Planta estructural tipo.....	35
Figura 4.2 Elevaciones de edificios de 10,15 y 20 niveles, ejes 1 y 4.....	36
Figura 4.3 Espectro de diseño inelástico $Q=3$ .....	37
Figura 4.4 Distorsiones de entrepiso del edificio de 10 niveles.....	38
Figura 4.5 Distorsiones de entrepiso del edificio de 15 niveles.....	38
Figura 4.6 Distorsiones de entrepiso del edificio de 20 niveles.....	39
Figura 4.7 Secciones de columnas del edificio de 10 niveles.....	39
Figura 4.8 Secciones de trabes del edificio de 10 niveles.....	40

Figura 4.9 Secciones de columnas del edificio de 15 niveles .....	41
Figura 4.10 Secciones de trabes del edificio de 15 niveles. ....	41
Figura 4.11 Secciones de columnas del edificio de 20 niveles .....	43
Figura 4.12 Secciones de trabes del edificio de 20 niveles .....	44
Figura 5.1 Edificio de 10 niveles .....	47
Figura 5.2 Edificio de 15 niveles .....	47
Figura 5.3 Edificio de 20 niveles.....	47
Figura 5.4 Diagrama momento-curvatura .....	50
Figura 5.5 Modelo histerético de Takeda modificado .....	51
Figura 5.6 Modelo histerético Bi-lineal .....	52
Figura 5.7 Rotación plástica en columnas de concreto reforzado .....	52
Figura 6.1 Ejemplo de una curva IDA, para un sismo en particular .....	55
Figura 6.2 Curvas IDAS (distorsiones vs intensidad).....	56
Figura 6.3 Curvas IDA del edificio de 10 niveles .....	58
Figura 6.4 Curvas IDA del edificio de 15 niveles .....	58
Figura 6.5 Curvas IDA del edificio de 20 niveles .....	58
Figura 6.6 Curva descriptiva del daño evolutivo.....	59
Figura 6.7 Curvas de daño evolutivo del edificio de 10 niveles.....	60
Figura 6.8 Curvas de daño evolutivo del edificio de 15 niveles .....	60
Figura 6.9 Curvas de daño evolutivo del edificio de 20 niveles .....	60
Figura 6.10 Ciclos de histerésis ed.10 niv. a) 35 años b) 167 años .....	61
Figura 6.11 Ciclos de histerésis ed.10 niv. a) 207 años b) 284 años .....	62
Figura 6.12 Ciclos de histerésis ed.15 niv. a) 37 años b) 164 años .....	62
Figura 6.13 Ciclos de histerésis ed.15 niv. a) 244 años b) 326 años .....	62
Figura 6.14 Ciclos de histerésis ed.20 niv. a) 35 años b) 156 años .....	63
Figura 6.15 Ciclos de histerésis ed.20 niv. a) 205 años b) 219 años .....	63
Figura 6.16 Rotaciones y deformaciones plásticas en elementos estructurales .....	64
Figura 6.17 Daño evolutivo $D(t) = 0.15$ .....	64
Figura 6.18 Daño evolutivo $D(t) = 0.51$ .....	64
Figura 6.19 Daño evolutivo $D(t) = 0.92$ .....	64
Figura 6.20 Daño evolutivo $D(t) = 1.0$ .....	64

Figura 6.21 Comportamiento histeretico de un CRP a) $D(t) = 0$ , b) $D(t) = 0.51$ .....	65
Figura 6.22 Funciones de distribución acumulada de no daño y de falla del edificio de 10 niveles .....	66
Figura 6.23 Funciones de distribución acumulada de no daño y de falla del edificio de 15 niveles .....	67
Figura 6.24 Funciones de distribución acumulada de no daño y de falla del edificio de 20 niveles .....	67
Figura 6.25 Índice de confiabilidad $\beta$ , de los edificios de 10,15 y 20 Niveles.....	68

## Índice de tablas

Tabla 2.1 Índices de confiabilidad B aceptables para elementos estructurales .....	19
Tabla 2.2 Índices de confiabilidad B aceptables para elementos estructurales basado en costos .....	20
Tabla 2.3 Índices de confiabilidad B aceptables para sistemas estructurales basado en costos .....	20
Tabla 4.1 Cargas gravitacionales adicionales al peso propio .....	36
Tabla 4.2 Armado de columnas del edificio de 10 niveles .....	40
Tabla 4.3 Armado de trabes del edificio de 10 niveles .....	40
Tabla 4.4 Armado de columnas del edificio de 15 niveles .....	42
Tabla 4.5 Armado de trabes del edificio de 15 niveles .....	42
Tabla 4.6 Armado de columnas del edificio de 20 niveles .....	44
Tabla 4.7 Armado de trabes 1 de 2 del edificio de 20 niveles.....	45
Tabla 4.8 Armado de trabes 2 de 2 del edificio de 20 niveles.....	45
Tabla 4.9 Áreas de CRP .....	45
Tabla 5.1 Parámetros del acero .....	48
Tabla 5.2 Valores esperados de fluencia y fractura.....	49
Tabla 5.3 Secciones estructurales medias .....	49
Tabla 6.1 Parámetros principales de las funciones de distribución acumulada .....	66
Tabla 6.2 Índices de confiabilidad $\beta(t)$ con daño acumulado.....	69
Tabla 6.3 Comparativa de índices de confiabilidad .....	70

## **Introducción**

Tras los sismos ocurridos en los últimos años, ha quedado en evidencia el deterioro que sufren las estructuras al estar sometidas a este tipo de sollicitaciones, lo cual genera, incertidumbres sobre su comportamiento a lo largo de su vida útil, ya que al final de una ocurrencia de carga o secuencias de cargas sísmicas de cierta intensidad, las estructuras experimentan cierto deterioro en sus propiedades mecánicas (tales como pérdida de rigidez y resistencia). Por lo anterior, de no existir un programa de rehabilitación o reforzamiento en las estructuras, estas tenderían a acumular cierto daño. Dicho daño afecta directamente en la reducción de los niveles de confiabilidad, ya que de persistir este, se tendrían variaciones en la respuesta ante una siguiente excitación sísmica, es decir, a medida que el daño se incrementa, menor será la intensidad sísmica necesaria para sobrepasar los niveles de desempeño para los cuales inicialmente fue concebida la estructura.

En un inicio, las estructuras se diseñan de acuerdo con los requisitos de los códigos de diseño establecidos para cada país o región. En el caso particular de México, se considera desde un inicio la aceptación de daño, permitiendo de esta manera que una estructura desarrolle deformaciones inelásticas ante una carga sísmica. Sin embargo, las deformaciones inelásticas debidas a secuencias de cargas sísmicas no están contempladas.

Dado que el daño estructural es una característica intrínseca que surge durante y después de un evento sísmico de cierta magnitud, es importante conocer el tiempo en el que una estructura podría dejar de trabajar en condiciones de servicio, y en el caso más desfavorable, conocer el tiempo en el que la estructura podría colapsar. Por lo anterior, es necesario que las estructuras cuenten con niveles de confiabilidad aceptables, particularmente para proyectos considerados como especiales (como lo son edificios altos), para estructuras consideradas de uso esencial durante emergencias públicas (hospitales, escuelas, estaciones de telecomunicaciones y de bomberos, entre otros.), o bien, para aquellas que su colapso represente un peligro significativo a la sociedad (plantas nucleares, plataformas marinas, fabricas con manejo de materiales peligrosos, etc.).

En el presente estudio se propone un enfoque para evaluar la confiabilidad estructural en edificios expuestos a secuencias sísmicas en el tiempo. Dicho enfoque se ilustra en tres edificios de concreto reforzado equipados con contravientos restringidos al pandeo (CRPs) de 10, 15 y 20 niveles, ubicados en el suelo blando de la Ciudad de México. Considerando la variación de la capacidad estructural y la demanda sísmica para una intensidad dada, el daño estructural se cuantifica en términos de un índice de daño que relaciona la distorsión demandada y de falla ante secuencias sísmicas en el tiempo; con base en este, se obtienen funciones de distribución de no daño y de falla. Finalmente, se obtiene el índice de confiabilidad  $\beta(t)$  en el tiempo.

## Antecedentes

Estudios sobre el comportamiento de los elementos y sistemas estructurales, en los que se considera los efectos de la degradación de rigidez y resistencia, ante la acción o no de cargas sísmicas se han planteado hace algún tiempo. Autores como Clough (1966), Mehdi (1982) y Takeda *et al.* (1970) plantean modelos para considerar la degradación de rigidez como una función de la amplitud máxima de deformación experimentada. Por su parte, Filippou (1986) considera el daño en términos de la energía total disipada durante cada ciclo de deformación inelástica. Rahman *et al.* (1993) proponen un modelo de Markov para evaluar el desempeño sísmico y sensibilidad al estado inicial de los sistemas estructurales para determinar la vulnerabilidad de las estructuras expuestas a uno o más eventos sísmicos. El método se basa en el desarrollo teórico mediante el uso de características de fuerza de restauración histerética que se pueden aplicar tanto a estructuras de concreto armado como a estructuras de acero, considerando la incertidumbre en el estado de daño inicial y condiciones de falla que incorporan la acumulación de daño durante eventos sísmicos consecutivos.

Hamamoto (1996) realiza un estudio en el que propone un modelo estocástico para predecir la vida útil en edificios de varios niveles, en el cual maneja múltiples estados de daño y su evolución en el tiempo, en términos de la degradación de rigidez o resistencia. Para lo cual, propone un modelo de predicción de daño, formado por un sistema compuesto de varios elementos bilineales, deslizantes, resortes y elementos con amortiguamiento viscoso; a partir del cual se construye una matriz de probabilidades de transición de daño por medio de una simulación de Monte Carlo, considerando la variabilidad de los sismos como una fluctuación a largo y corto plazo. En este estudio se concluye principalmente que el modelo propuesto representa adecuadamente la vida útil de los edificios existentes; sin embargo, este no considera la interacción espacial de las fuerzas internas entre un elemento y otro.

Ciampoli (1998) desarrolla un procedimiento probabilista para realizar el análisis de confiabilidad actual y futura de componentes y sistemas estructurales existentes, con la consideración de que estos están sujetos al deterioro en el tiempo debido a los efectos de envejecimiento y de eventos accidentales. Este autor involucra en su procedimiento la solución de una ecuación diferencial estocástica que proporciona la evolución temporal de la confiabilidad en el tiempo de un componente estructural deteriorado. Una vez definida la confiabilidad de cada elemento estructural, se evalúa la confiabilidad decreciente del todo sistema estructural; sin embargo, el enfoque es general y no considera la influencia de las incertidumbres asociadas a la demanda sísmica en la respuesta de la estructura.

Gusella (1998) presenta un método para estimar la seguridad en estructuras con daño acumulado, la evolución de daño en el tiempo se describe con una cadena de Markov y las cargas sobre la estructura son definidas como un proceso estocástico discreto de eventos aleatorios. Al aplicar el criterio a una edificación y comparar los resultados correspondientes con un análisis clásico (sin daño), se muestra el efecto e importancia de la consideración del daño acumulado sobre la evaluación de la seguridad en las estructuras.

Jeong e Iwan (1988) realizan una investigación teórica donde estudian el efecto de la duración de los sismos en el daño estructural de las edificaciones, suponiendo que el daño se acumula mediante la aplicación cíclica de grandes deformaciones en los miembros estructurales; en dicho estudio se reportan resultados en donde se observa que la duración de los sismos puede llegar a tener un efecto importante sobre el daño esperado en una estructura.

Heredia *et al.* (2000) presentan un modelo de daño para estimar la respuesta inelástica de estructuras al final de futuros eventos sísmicos inciertos, en términos de un daño inicial, de amplitudes de desplazamiento y rigidez secante en los ciclos de respuesta. Dentro de las aplicaciones de este modelo, se encuentra también el evaluar el posible costo de reparación esperado, después de un evento sísmico para un umbral de daño determinado.

Miranda *et al.* (2002) realizan un estudio donde evalúan la influencia de la degradación de la rigidez en estructuras construidas sobre suelos blandos cuando se someten a excitaciones sísmicas; para esto, hacen uso de estructuras con degradación y sin degradación de rigidez. En este estudio se obtiene que las estructuras con degradación de rigidez son las más afectadas cuando el periodo dominante de estas es menor a la del suelo, y son las menos afectadas cuando su periodo de vibrar es igual o mayor al del suelo; lo anterior, en comparación con las estructuras sin degradación de rigidez.

Montes *et al.* (2003) presentan un enfoque para establecer estrategias óptimas de mantenimiento en estructuras, considerando el daño estructural acumulado por cargas sísmicas hasta alcanzar un umbral de daño determinado y sin rebasar un nivel de confiabilidad aceptable. Para lo cual, se implementa un modelo de Markov para el proceso de acumulación de daño durante eventos sísmicos futuros, un proceso de Poisson para las ocurrencias sísmicas y simulaciones de Monte Carlo para estimar las probabilidades de transición entre estados de daño.

Torres y Ruiz, (2007) proponen expresiones matemáticas cerradas similares al FEMA 351 para evaluar la confiabilidad estructural considerando la degradación de la capacidad estructural en un intervalo de tiempo, haciendo uso de dos indicadores. El primero estimando el número esperado de fallas en un intervalo de tiempo y el segundo con factores de confianza como funciones de tiempo. Al obtener los resultados correspondientes, se observa que aquellos obtenidos de acuerdo a la expresión simplificada, son muy cercanos a los obtenidos mediante métodos numéricos de integración.

Tolentino *et al.* (2011) proponen un criterio para evaluar la confiabilidad estructural en un edificio de concreto reforzado utilizando una expresión matemática que considera el daño acumulado ocasionado por secuencias de eventos sísmicos. En la expresión se consideran incertidumbres epistémicas asociadas a la capacidad y demanda, así como a las incertidumbres aleatorias asociadas a las cargas sísmicas y a la respuesta de la estructura. En dicho estudio se hace notar la importancia que tiene el considerar el efecto del daño

acumulado, al observar que el deterioro estructural de las propiedades mecánicas tiene influencia no solamente en la capacidad estructural, sino también en la demanda.

Chiu (2014) realiza un estudio que se centra en un análisis del ciclo de vida de los edificios de concreto reforzado, donde evalúa los efectos del deterioro y los sismos de una manera simultánea en el desempeño estructural. Para el cual, presenta un método de simulación integral, que considera la capacidad estructural dependiente del tiempo de un edificio en deterioro y la simulación de eventos sísmicos dentro de un periodo de servicio específico. Presentando los resultados en términos de confiabilidad a lo largo de un periodo de tiempo, se puede notar la influencia que tiene el daño acumulado inducido por deterioro y eventos sísmicos, en la toma de decisiones para el diseño oportuno de estrategias de mantenimiento.

Tolentino y Ruiz (2014) presentan una investigación para el mantenimiento de estructuras basado en un análisis costo-beneficio considerando tres escenarios: que la demanda estructural varía en el tiempo, que la capacidad estructural permanece constante y que tanto la capacidad estructural como la demanda estructural varían simultáneamente en el tiempo. Encontrando principalmente que, para estimar el intervalo de tiempo óptimo de inspección y mantenimiento, es necesario tener en cuenta la variación en el tiempo tanto de la capacidad estructural como el de la demanda; dado que, si uno de estos no fuera considerado, el intervalo de tiempo óptimo podría estar sobrestimado.

Esteva *et al.* (2015) presentan un estudio para la estimación del daño estructural en edificios regulares de seis y diez niveles, con la finalidad de evaluar de manera general la magnitud de la influencia de la acumulación de daño. En la investigación se considera la interacción suelo-estructura y el uso de dispositivos de disipación de energía; expresando el daño estructural en términos de un indicador global de daño. Con base a los resultados obtenidos, se logra encontrar principalmente que se pueden generar concentraciones de daño locales en algunos entresijos, incluso si estos son diseñados con un factor de seguridad uniforme a lo largo de la altura del edificio, mostrando una menor vulnerabilidad los sistemas con dispositivos disipadores de energía. Sin embargo, en el estudio no se contempla la influencia de la distribución espacial de los elementos, además de tomarse decisiones de reparación o reemplazo de los elementos, con base al indicador global de daño y no con el daño local en estos.

Tolentino y Ruiz (2015) proponen un enfoque para evaluar el factor de confianza en estructuras de concreto reforzado considerando que la demanda y capacidad estructural varían en el tiempo. Se hace uso de una nueva expresión matemática cerrada del factor de confianza durante un intervalo de tiempo, suponiendo que la degradación de la capacidad estructural está representada por medio de un polinomio de segundo grado. Tras aplicar el criterio a un edificio de diez niveles bajo excitaciones sísmicas y ser comparado los resultados asumiendo que la degradación de la capacidad sigue una función lineal. se encuentra principalmente que los factores de confianza y sus niveles de confianza varían en un máximo del 5% después de los 100 años.

Rinaldin *et al.* (2017) investigan los efectos de secuencias sísmicas empleando sistemas de un grado de libertad con diferente comportamiento hysterético; así como también el uso de amortiguadores viscosos lineales y no lineales. En este estudio se obtiene el espectro inelástico de la secuencia sísmica para diferentes niveles de ductilidad, se calcula la demanda de ductilidad, y se comparan con los resultados de un solo evento sísmico. Se demuestra principalmente que los efectos de las secuencias sísmicas son bastante significativos y que se debería de considerar en el diseño una reducción del factor de comportamiento del 15% para reglas de histéresis bilineales con endurecimiento y del 35% para sistemas elastoplástico con ductilidades altas. Para el caso de los amortiguadores, se demuestra la viabilidad de estos como una medida de mitigación, reduciendo estos la demanda de aceleración y desplazamiento.

Tolentino *et al.* (2018) describen un enfoque general que considera el daño acumulado que una estructura experimenta ante la acción de eventos sísmicos a lo largo de un intervalo de tiempo, considerando las incertidumbres asociadas a la demanda y capacidad estructural; el daño acumulado se cuantifica por medio de un índice de daño que relaciona la distorsión demandada, la de fluencia y la de falla; estas bajo un instante de tiempo e intensidad dados. Finalmente, como resultado se presenta un índice de confiabilidad estructural en el tiempo; aunque dicho enfoque es general, en dicha investigación se limitó a un puente de concreto reforzado.

En lo referente a contravientos restringidos al pandeo (CRPs), Sabelli *et al.* (2003) realizan una investigación analítica en la cual estudian los CRPs incorporados a marcos de diferentes niveles, considerando múltiples configuraciones de estos bajo excitaciones sísmicas del suelo. En este estudio se presentan diversos parámetros asociados al movimiento del suelo y a la intensidad sísmica, así como aquellos relacionados con configuración estructural. Con los resultados expuestos en dicha investigación, se concluye principalmente que los CRPs son viables para su aplicación en las edificaciones y que proporcionan los medios suficientes para solventar los problemas asociados en marcos con contravientos convencionales y marcos resistentes a momento.

Fahnestock *et al.* (2003) realizan un estudio analítico de un marco plano de 4 niveles con CRPs. Dicho estudio se centra principalmente en las demandas de ductilidad global de la estructura y en las demandas de ductilidad local de los CRPs. Tras realizar un análisis no lineal paso a paso y obtener la respuesta de la estructura, se puede observar principalmente que las demandas de ductilidad máxima en estos dispositivos, pueden ser más altas que las recomendadas en el AISC. Sin embargo, es importante mencionar que los resultados aquí obtenidos son el resultado de un marco de una sola crujía, no se consideran efectos de modos superiores ni los demás efectos presentes en un modelo tridimensional.

Takeuchi *et al.* (2008) proponen un método donde predicen la deformación acumulada y la capacidad de disipación de energía en los CRPs hasta su punto de fractura. De acuerdo a este método, los autores concluyen principalmente que la capacidad de deformación acumulada depende claramente del historial de carga aplicada.

Andrews *et al.* (2009) desarrollan modelos de capacidad de ductilidad para los CRPs mediante estudios experimentales, teniendo como resultado un modelo con suficiente precisión para la predicción de fallas en dichos elementos.

Terán y Virto (2009) presentan una metodología preliminar basada en desplazamientos para el diseño de edificios equipados con CRPs. En esta metodología el área de los dispositivos de control se determina en función del periodo dominante de la estructura, dando como resultado un diseño adecuado para los niveles de seguridad objetivo; sin embargo, se ignoran las deformaciones por flexión y el efecto de los modos superiores, por lo que dicha metodología se limita a edificios dominados principalmente por un comportamiento a cortante.

Takeuchi *et al.* (2013) realizan un estudio acerca de los parámetros que influyen en la estabilidad fuera del plano de los CRPs. En el estudio se proponen un conjunto de ecuaciones para la revisión de la estabilidad de estos dispositivos, en donde se consideran parámetros como la rigidez rotacional, la influencia del momento flector e imperfecciones iniciales, siendo de los factores que más afecta la estabilidad de los CRPs la capacidad de transferencia de momento. Por último, las ecuaciones desarrolladas para las resistencias consideradas, representan adecuadamente los resultados obtenidos experimentalmente.

Sutcu *et al.* (2014) proponen un método simplificado con el cual estiman el número de CRPs necesarios para rehabilitar edificios de concreto existentes, así como la capacidad de los marcos que la contienen, dicho método es corroborado y validado mediante un análisis no lineal tiempo-historia. En este estudio, la rehabilitación de los marcos de concreto se realiza mediante la colocación de un marco de placas de acero en el lecho interior de los marcos existentes, con la finalidad de conectar adecuadamente los dispositivos de control. Al obtener los resultados correspondientes, se logra observar principalmente que la incorporación de los CRPs mejora significativamente el rendimiento sísmico de los marcos de concreto, además de una gran reducción de las distorsiones.

Fujishita *et al.* (2015) realizan estudios experimentales de CRPs con conexiones soldadas y atornilladas para evaluar su viabilidad como dispositivos para el control de daño, en esta investigación se encuentra que los dispositivos son estables hasta un 3% de su deformación axial, determinando así que los dispositivos ofrecen un buen nivel de confianza para su aplicación en la práctica moderna, independientemente del tipo de conexión.

Metelli *et al.* (2016) presentan una investigación experimental en CRPs, la cual se centra principalmente en el estudio de la presión de contacto en la camisa de acero, asociado al empuje lateral ocasionado por el pandeo del núcleo del elemento. En la investigación se estudian los principales parámetros que afectan al fenómeno, tales como la holgura, las características geométricas y mecánicas del núcleo de acero, la rigidez de los elementos de restricción y la influencia de la historia de carga; encontrando principalmente que el diseño de los perfiles de los elementos de restricción y las conexiones más importantes, no pueden realizarse correctamente sin una estimación precisa del esfuerzo del empuje lateral del núcleo. Lo anterior, de acuerdo a las condiciones de carga adoptadas en el estudio.

AlHamaydeh *et al.* (2016) realizan una investigación numérica basada en la modelación de los CRPs con elementos finitos, considerando la no linealidad de los materiales y los múltiples escenarios posibles de falla bajo cargas cíclicas, determinando que uno de los parámetros que más influyen en los modos de falla es el adelgazamiento en la sección del núcleo de acero.

Guerrero *et al.* (2017) proponen un método de diseño sísmico basado en desempeño, realizando un estudio numérico en estructuras equipados con y sin CRPs, ubicadas en suelos blandos de la ciudad de México. Al exponer a las estructuras a secuencias sísmicas, se muestra que los efectos de las réplicas son significativos cuando la velocidad máxima del suelo es similar a la del evento principal.

Veismoradi *et al.* (2018) realizan un estudio en la cual investigan la capacidad a colapso de los CRPs ante réplicas de eventos sísmicos, realizando para este fin, análisis dinámicos incrementales (IDA) y análisis de fragilidad, encontrando que las réplicas aumentan la probabilidad de colapso, especialmente cuando la estructura desarrolla deformaciones residuales importantes durante el sismo principal.

Guerrero *et al.* (2018) presentan un estudio experimental en dos marcos de concreto prefabricado a nivel escala (con y sin CRPs), los cuales son sometidos a dos movimientos de suelo, uno correspondiente a un ruido blanco de baja intensidad y otro para un registro sísmico real. Los autores encuentran que los CRPs aumentan significativamente la relación de amortiguamiento en la respuesta elástica lineal, así también, que estos retrasan y reducen la degradación de rigidez del marco de concreto prefabricado.

Se han realizado múltiples estudios donde se proponen nuevas configuraciones de CRP con la finalidad de optimizar estos dispositivos o para alcanzar niveles de carga mayores a los convencionales, tal es el caso del estudio experimental presentado por Wang *et al.* (2019) quienes proponen un CRP formado por un núcleo de acero de sección tipo H, donde se demuestra principalmente que restringiendo dicho elemento adecuadamente, es posible obtener comportamientos histeréticos estables.

## **Objetivo**

Evaluar la confiabilidad estructural en edificios de 10, 15 y 20 niveles de concreto reforzado con contravientos restringidos al pandeo expuestos a secuencias sísmicas en el tiempo.

## **Objetivos específicos**

- Modelar los edificios de los casos de estudio, diseñados con las normas actuales de la CDMX; utilizando programas de análisis lineal y no lineal.

- Definir la probabilidad de no daño y de falla considerando el daño acumulado.
- Investigar y presentar índices de confiabilidad recomendados por los diferentes códigos de diseño existentes, con o sin la consideración del enfoque aquí propuesto.
- Determinar la respuesta no lineal de los casos de estudio, bajo la excitación de los eventos sísmicos simulados en el tiempo.
- Estimar el daño evolutivo de los casos de estudio, determinar sus resultados probabilistas y describir su comportamiento al compararse entre estos.

### **Alcances**

El enfoque propuesto es generalizado, pero este estudio se limita a edificios de concreto reforzado de 10, 15 y 20 niveles, equipados con CRPs y ubicados en suelos blandos de la CDMX sin la consideración de la interacción suelo estructura.

### **Justificación**

Debido al alto peligro que ocasionan los sismos en México, afectando principalmente a su infraestructura y a su sociedad. Resulta importante realizar estudios de confiabilidad de los sistemas estructurales; más aún, para aquellos ubicados en zonas con mayor vulnerabilidad sísmica (como lo es la Ciudad de México) y en donde recientemente se están empleando nuevas tecnologías, tales como son, los contravientos restringidos al pandeo (CRPs). Si bien se han realizado investigaciones sobre estos dispositivos y se ha demostrado su buen comportamiento, no existe estudio alguno donde se evalué su confiabilidad como parte de un sistema estructural, considerando el daño acumulado ante demandas de secuencias sísmicas en un lapso de tiempo.

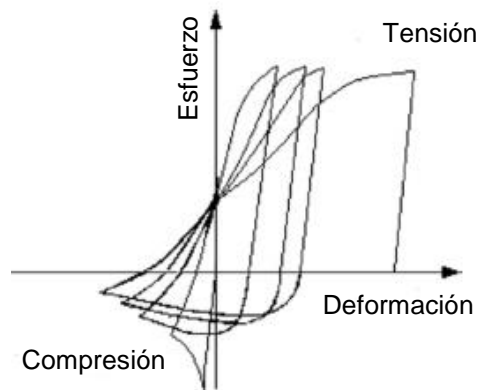
---

**CAPÍTULO**

**1**

**CONTRAVIENTOS  
RESTRINGIDOS  
AL PANDEO**

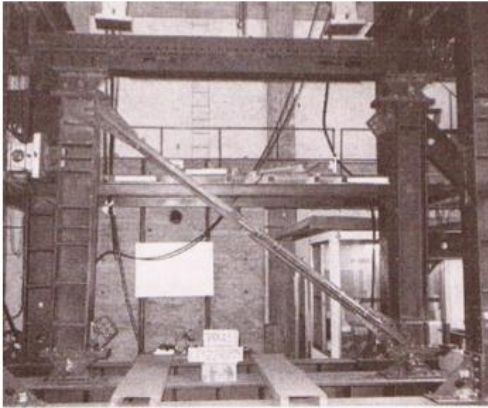
Uno de los métodos más usuales para el control de las deformaciones laterales debidas a las acciones sísmicas, es a través del uso de contravientos tradicionales de acero, los cuales aportan cierta rigidez lateral; sin embargo, su comportamiento ante cargas cíclicas no es estable debido a que existe una gran diferencia entre sus capacidades de resistencia a tensión y a compresión (ver figura 1.1). En los diferentes códigos de diseño, la capacidad a compresión de un contraviento convencional está controlado por medio de parámetros de esbeltez y resistencia. Sin embargo, aún con las recomendaciones y el mejor detallado en estos, no ha sido suficiente para estabilizar su repuesta no lineal y así evitar su degradación pronunciada ante ciclos de carga y descarga a las cuales está sujeta una estructura (Bertero *et al.*, 1994).



*Figura 1.1. Comportamiento histerético de un contraviento convencional (Ravi et al., 2007)*

En la actualidad, existe una gran tendencia en seguir construyendo edificios de gran altura y es sumamente importante el control de las deformaciones laterales en estas, por lo que a lo largo de los años se han ido desarrollando nuevos dispositivos que al incorporarse a la estructura, proporcionan un mejor comportamiento, tal como es el caso de los contravientos restringidos al pandeo (CRPs), cuyos conceptos básicos aparecieron en los años de 1970, cuando varios investigadores en Japón e India reportaron investigaciones experimentales limitadas.

Fue hasta el año de 1988 cuando se presenta por primera vez un estudio experimental y un año después, se construyó el primer edificio equipado con CRPs en Tokio (ver figura 1.2). Desde entonces, se empieza a popularizar este dispositivo y en la actualidad ya se cuenta con miles más en Japón, Estados Unidos, Taiwán, Nueva Zelanda, China y otros países (Takeuchi y Wada, 2018). En la figura 1.3 se muestran dos ejemplos de edificios con CRPs.



*Prueba de carga cíclica de CRPs en 1987*



*Primera aplicación de CRPs (Tokio, 1989)*

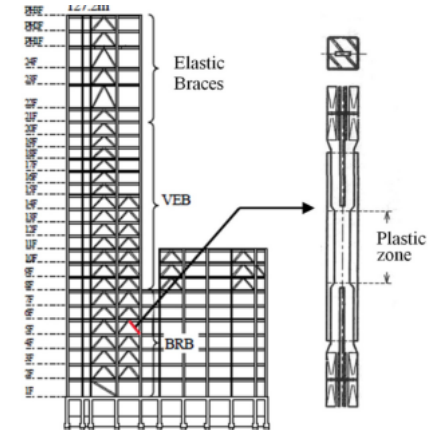
*Figura 1.2. Desarrollo y aplicación de CRPs en Japón (Takeuchi y Wada, 2018)*



*Kaiser Vallejo Medical Center, California*



*Koriyama Big-Eye, 2018*



*Figura 1.3. Aplicaciones de CRPs en el mundo (Takeuchi y Wada, 2018)*

## 1.1 Comportamiento de un CRP

El objetivo de un CRP es el de proporcionar resistencia lateral al núcleo de acero interno, con la finalidad de evitar el pandeo por efectos de esbeltez al ser sometido a cargas axiales de compresión; una vez logrado lo anterior, se tiene un dispositivo capaz de disipar energía a tensión y compresión, generando así, un comportamiento estable en presencia de cargas cíclicas. A continuación, en la figura 1.4, el comportamiento histerético de un CRP y en la figura 1.5 los principales componentes que lo integran, describiendo cada uno de estos en los párrafos siguientes:

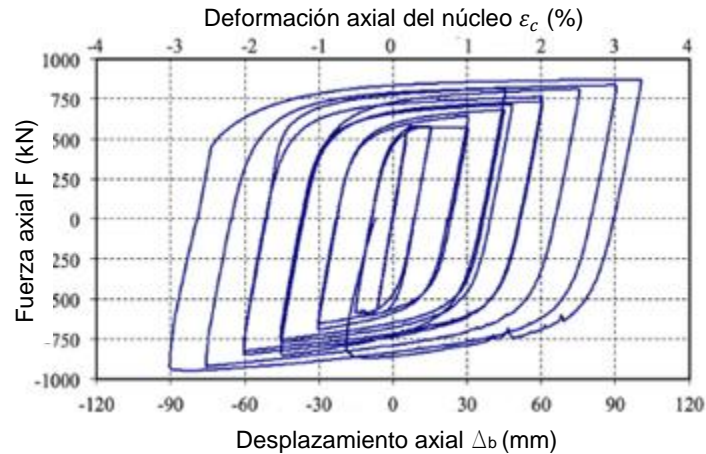


Figura 1.4. Ciclo de histéresis de un CRP (Metelli et al., 2016)

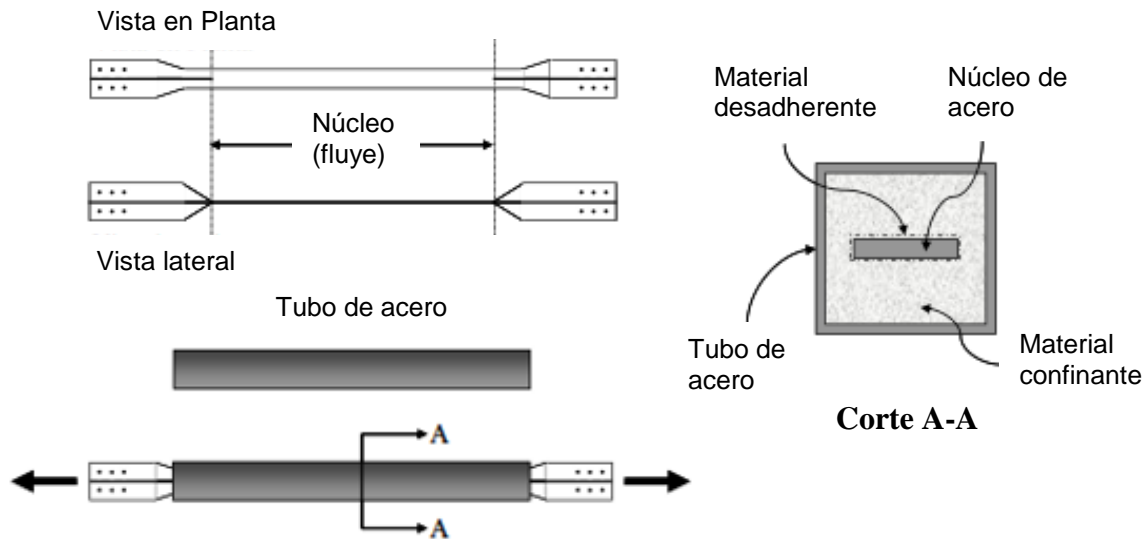


Figura 1.5. Elementos de un contraviento restringido al pandeo (Arroyo et al., 2009)

- Núcleo de acero

Es el elemento que se encarga de disipar energía a través de su libre deformación axial a tensión y a compresión, cuyas configuraciones más usuales son del tipo rectangular, en cruz y algunas otras como las que se observan en la figura 1.6.

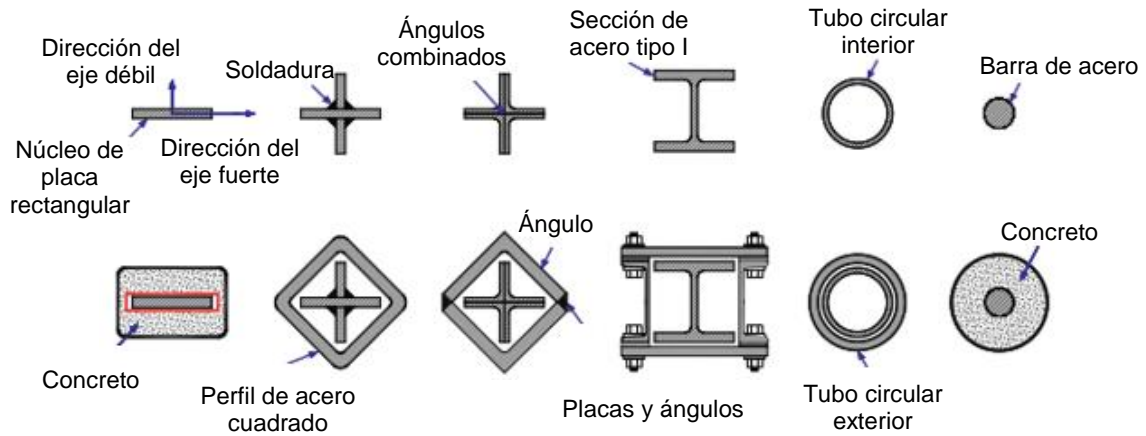


Figura 1.6. Secciones típicas de un CRP (Zhao et al., 2014)

- **Material confinante**  
Es el material que se encarga de restringir el pandeo del núcleo de acero, usualmente el material más utilizado es el concreto.
- **Tubo de acero**  
Denominado también como camisa de acero, comúnmente de configuración rectangular o circular, se encarga de mantener la integridad del material confinante y aporta una mayor resistencia al pandeo, por lo que su diseño está en función de la capacidad de la placa del núcleo de acero.
- **Material desadherente**  
Es el material que se encuentra entre la placa de acero y el material confinante, cuya función principal es la de aislar estos dos elementos, evitando en lo posible que el material confinante proporcione una mayor resistencia a compresión en comparación con la de tensión. Dentro de los materiales que se han estudiado se encuentran: silicón, teflón, vinílicos, caucho, entre otros.

A continuación, en la figura 1.7, las tres zonas de un CRP de uso común, describiendo su funcionamiento en los párrafos siguientes (Sabelli et al., 2004).

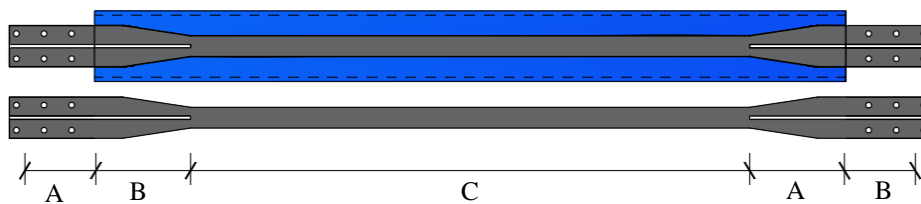


Figura 1.7. Diagrama esquemático de las zonas de un CRP (adaptado de Sabelli et al., 2004)

A) Zona de conexión:

Es la zona del elemento que se extiende más allá de los componentes de restricción, y se utiliza para conectar el dispositivo a otros elementos estructurales del marco, los cuales pueden ser articulados, soldados o atornillados. Es importante mencionar que esta zona del dispositivo debe diseñarse para evitar que este pandee cuando se alcance la máxima capacidad del núcleo de acero del elemento, y así garantizar un buen comportamiento.

B) Zona de transición:

Es la porción del elemento que se encuentra en los extremos de la zona de fluencia y dentro de la camisa de acero. Estos segmentos tienen un área de sección transversal mayor a la del núcleo de acero (zona de fluencia), y se encuentran restringidos de manera similar a la zona de conexión.

C) Zona de fluencia:

Es la zona central del elemento en la que se concentra principalmente la plasticidad, cuenta con la menor sección transversal y se encuentra totalmente restringida contra el pandeo, con lo que se garantiza que esta fluya de manera estable en tensión y compresión.

## 1.2 Diseño de los Contravientos Restringidos al Pandeo (CRPs)

Para el diseño de los CRPs es necesario conocer en principio como se conforma el sistema estructural (ver figura 1.8); para lo cual, se denomina como sistema primario al compuesto por los marcos de concreto, capaces de resistir tanto fuerzas laterales como gravitacionales, y como sistema secundario al formado por los CRPs y sus conexiones, los cuales se considera que solo resisten fuerzas laterales (Terán y Virto, 2009).

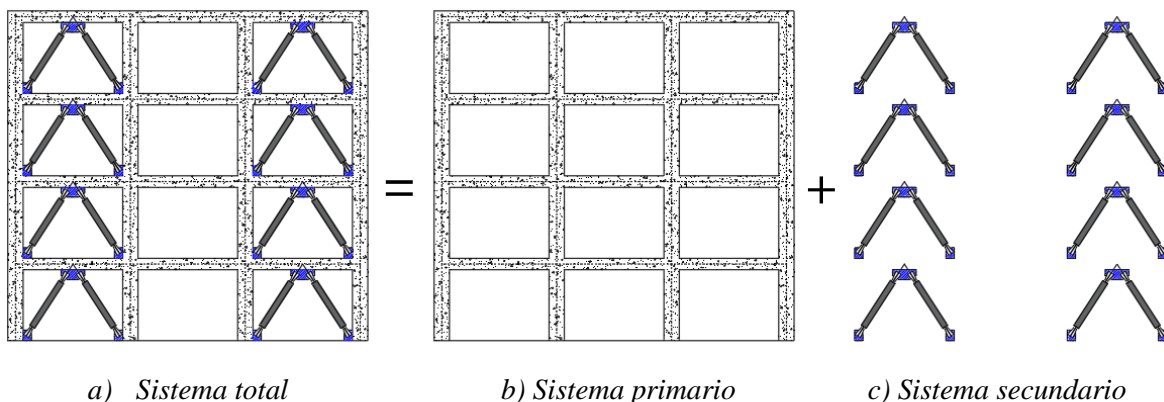


Figura 1.8. Composición de un sistema estructural

### 1.2.1 Fuerzas cortantes

Para el diseño de los contravientos restringidos al pandeo se parte primeramente de las fuerzas cortantes de entrepiso, las cuales dependen de la ubicación del sitio donde se encuentra la estructura y se pueden obtener de acuerdo a los métodos descritos en las NTC-Sismo (NTC, 2017) en su capítulo 6 (análisis dinámico) o 7 (análisis estático), lo cual, para nuestro caso, se realiza con un análisis modal espectral.

Una vez calculadas las fuerzas cortantes de entrepiso se define la fuerza cortante de diseño que tomaran los CRPs (sistema secundario), para lo cual existen dos criterios:

- a) El primer criterio consiste en definir un porcentaje de fuerza cortante de entrepiso que tomará el sistema secundario, con lo cual en las NTC-Sismo se especifica que, en los sistemas duales, los contravientos en tensión sean capaces de resistir entre el 30 y 70 % de la fuerza cortante actuante, dejando esto abierto a criterio del diseñador estructural. Es importante mencionar que la distribución anterior se enfoca a contravientos convencionales, dado que se espera que los contravientos en tensión sean la línea de defensa una vez que se presenta la falla a compresión en los primeros contravientos. Sin embargo, para el caso de los CRPs, el porcentaje del cortante de entrepiso lo pueden tomar tanto los elementos a tensión como a compresión, dado que la resistencia y el comportamiento de estos ante las múltiples reversiones de carga son estables y muy similares.
- b) El segundo criterio y de acuerdo al capítulo 12 de las NTC-Acero (NTC, 2017), consiste en realizar un diseño en el que el sistema primario únicamente resista cargas gravitacionales, mientras que la rigidez y resistencia lateral sea proporcionado por el sistema secundario, con la finalidad de concentrar la plasticidad en estos dispositivos y conservar básicamente el sistema primario en el intervalo elástico.

Con la finalidad de evaluar el comportamiento de la estructura primaria y secundaria ante el daño acumulado; para nuestros casos de estudio se ha considerado el primer criterio, dado que, en el segundo, el objetivo principal es el de no permitir daño en la estructura primaria, concentrándose este únicamente en los CRPs.

### 1.2.2 Diseño

Como se mencionó anteriormente, el criterio utilizado en este trabajo se basa en la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso. Dicha distribución se logra proponiendo una estructura "A", únicamente a base de marcos de concreto que toma la totalidad de las fuerzas cortantes (sin la contribución de los CRPs) y que cumple con los requisitos de las NTC-2017. Posteriormente, a partir de esta estructura, se realiza una reducción iterativa en sus secciones de trabes y columnas hasta alcanzar el porcentaje de fuerza cortante deseado en cada uno de sus entrepisos, teniendo como resultado una estructura "B". Una

vez que se encuentra la estructura “B”, se le anexan los CRPs dimensionados de acuerdo con el porcentaje de fuerza cortante restante. De lo anterior, la estructura “B” más los CRPs debe satisfacer en conjunto no únicamente los requisitos de resistencia, si no también cumplir con las distorsiones permisibles correspondientes. Para nuestro caso de estudio, se considera que la estructura primaria resiste el 70% de la fuerza cortante actuante y el 30% restante lo absorben los CRPs; esto descrito con mayor claridad en el capítulo 4.

De acuerdo a lo anterior, se estima el área necesaria que los CRPs deben tener para poder tomar el porcentaje de fuerza cortante establecido de acuerdo a las ecuaciones 1.1 a 1.4; cabe mencionar que para la determinación del área correcta de los CRPs es necesario un proceso iterativo, ya que como se menciona, el área de estos también depende de su rigidez para cumplir con las distorsiones permisibles de los estados límite de servicio y colapso.

Por tanto, la resistencia de los CRPs puede conocerse mediante la siguiente ecuación.

$$T = C = Fr * fy * A_v \quad (1.1)$$

La fuerza axial y el área de acero demandado en un CRP, pueden estimarse considerando las expresiones siguientes (Terán y Virto, 2009):

$$P = \frac{V_L}{N * \cos \theta} \quad (1.2)$$

por lo que:

$$A_v = \frac{P}{F_r * fy} = \frac{V_L}{N * F_r * fy * \cos \theta} \quad (1.3)$$

por último, la rigidez axial en los elementos se conoce mediante:

$$K = K_f \frac{EA_v}{L_c} \cos^2 \theta \quad (1.4)$$

donde  $T$  y  $C$  son la resistencia axial a tensión o compresión;  $Fr$  es el factor de resistencia igual a 0.9;  $fy$  es el esfuerzo de fluencia del material y  $A_v$  es el área del núcleo del elemento;  $P$  es la fuerza axial actuante;  $V_L$  es la fuerza cortante de entrepiso que toman los CRPs;  $N$  y  $\theta$ , son el número de elementos y el ángulo de inclinación, respectivamente (ver figura 1.9);  $K$  es la rigidez efectiva del CRP;  $E$  el módulo de elasticidad;  $L_c$  es la longitud total del dispositivo y  $K_f$  es un factor de ajuste que considera el aumento de rigidez en los CRPs debido a la existencia de placas de conexión y el aumento del área en los extremos de estos, este valor se puede proponer consultando las tablas proporcionadas por el proveedor para realizar las primeras iteraciones, variando este usualmente entre 1.4 a 1.6, dependiendo del área y longitud del dispositivo.

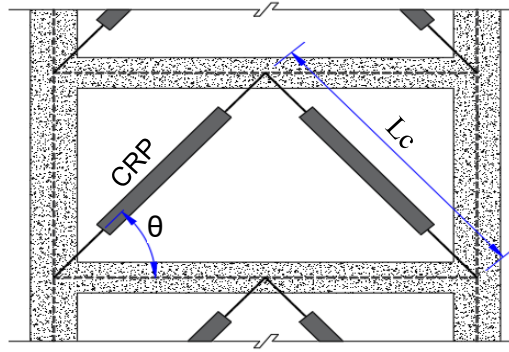


Figura 1.9. Configuración propuesta de CRPs

---

**CAPÍTULO**

**2**

**CONFIABILIDAD**  
**ESTRUCTURAL**

El concepto de confiabilidad se asocia principalmente a la incertidumbre de que un sistema cumpla satisfactoriamente con las funciones objetivo para la cual fue proyectado. Dado que el objetivo del diseño de una estructura es lograr un comportamiento satisfactorio durante su tiempo de vida útil, este objetivo debe pensarse en términos probabilistas, ya que todas las estructuras presentan incertidumbres de tipo epistémicas y aleatorias. Las primeras, asociadas a la falta de conocimientos o información que se presentan en la estimación de cargas (magnitud, distribución, etc.), así como las consideraciones, restricciones y simplificaciones que se realizan al modelar la estructura. Las segundas, asociadas a la variabilidad de las cargas ambientales (sismo, viento, oleaje, granizo, etc.) que afectan directamente a la demanda y a la capacidad del sistema estructural.

Actualmente, la normativa mexicana no contempla índices de confiabilidad estructural a satisfacer en las construcciones sismo-resistentes, siendo posiblemente una de las principales causas el tiempo, demanda computacional y los estudios adicionales que se requieren para llevar a cabo dichos análisis; sin embargo, este parámetro es de gran importancia, relevancia y utilidad para todo tipo de estructuras que se encuentren bajo la amenaza sísmica. En reglamentos de otros países este parámetro si se considera, en las tablas 2.1 a 2.3, se muestra a manera de resumen los índices de confiabilidad  $\beta$  adoptados por algunos códigos de diseño existentes (EN 1990; JCSS, 2001; Bhattacharya *et al.*, 2001; Van *et al.*, 2017; Orta, 2018), así como los índices de confiabilidad propuestos y reportados en algunos estudios (Rackwitz, 2000), que han servido de base para la consideración e incorporación de estos parámetros en algunos códigos de diseño.

Tabla 2.1. Índices de confiabilidad  $\beta$  aceptables para elementos estructurales

Código	Clasificación de las consecuencias o acciones	$\beta_1$	$\beta_{30}$	$\beta_{50}$	$\beta_{life-time}$
CSA S408-1981 (Canadian Standards Asociation)	Alta <sup>1</sup>	-	4	-	-
	Normal <sup>1</sup>	-	3.5	-	-
	Baja <sup>1</sup>	-	2.5	-	-
	Alta <sup>2</sup>	-	4.5	-	-
	Normal <sup>2</sup>	-	4	-	-
	Baja <sup>2</sup>	-	3	-	-
EN 1990:2002 + A1:2005 (Eurocódigo)	Alta	5.2	-	4.3	-
	Media	4.7	-	3.8	-
	Baja	4.2	-	3.3	-
AISC LRFD-1984 (American Institute of Steel Construction)	Gravitacional	-	-	-	3
	Gravitacional + viento	-	-	-	2.5
	Gravitacional + Sismo	-	-	-	1.75

<sup>1</sup>Corresponde a una falla dúctil

<sup>2</sup>Corresponde a una falla frágil

Tabla 2.2. Índices de confiabilidad  $\beta$  aceptables para elementos estructurales basado en costos

Código	Costos relativos de del nivel de seguridad	$\beta_t$	Consecuencias de la falla			
			Pequeño	Menores	Moderado	Grave
Rackwitz (2000)	Alto	$\beta_1$	2.3	-	3.1	3.7
	Moderado	$\beta_1$	3.1	-	3.7	4.3
	bajo	$\beta_1$	3.7	-	4.3	4.7
ISO 2394:1998	Alto	$\beta_{life-time}$	0	1.5	2.3	3.1
	Moderado	$\beta_{life-time}$	1.3	2.3	3.1	3.8
	bajo	$\beta_{life-time}$	2.3	3.1	3.8	4.3

Tabla 2.3. Índices de confiabilidad  $\beta$  aceptables para sistemas estructurales basado en costos

Código	Costos relativos del nivel de seguridad	$\beta_t$	Consecuencias de la falla		
			Menores	Moderado	Grave
JCSS (Joint Committee for Structural Safety)	Alto	$\beta_1$	3.1	3.3	3.7
	Moderado	$\beta_1$	3.7	4.2	4.4
	bajo	$\beta_1$	4.2	4.4	4.7

donde:

$\beta_t$ : índice de confiabilidad en el tiempo  $t$

$\beta_1$ : índice de confiabilidad en el primer año

$\beta_{30}$ : índice de confiabilidad a los 30 años

$\beta_{50}$ : índice de confiabilidad a los 50 años

$\beta_{life-time}$ : índice de confiabilidad durante la vida útil de la estructura

De acuerdo a las tablas anteriores, se puede decir que los distintos índices de confiabilidad están asociados según la naturaleza de cargas, consecuencias de falla y al costo relativo necesario para incrementar la seguridad, donde el nivel de confiabilidad aumenta conforme aumentan las consecuencias de falla y, en su caso, cuando el costo para lograrlo tiende a ser bajo. Puede apreciarse también que existen dos enfoques para los valores objetivos de confiabilidad, los adoptados para elementos estructurales y los propuestos para sistemas estructurales, no siendo equivalente el primer enfoque al segundo, dado que el colapso de un edificio no está dominado únicamente por la falla de solo un elemento estructural. Es importante mencionar que ningún código de diseño antes mencionado propone un índice  $\beta$  que considere el daño acumulado causado por secuencias sísmicas en el tiempo.

## 2.1 Estimación probabilista de la confiabilidad estructural en el tiempo.

El daño estructural que una estructura experimenta bajo cargas ambientales (sismo, viento, oleaje, etc.), puede cuantificarse por medio de diferentes indicadores de daño (cortante, desplazamiento, fatiga, energía, etc.). Para el caso de edificios, el daño estructural en el

tiempo se puede cuantificar por medio de un índice de daño,  $Id_i(t, y)$ , que relaciona distorsiones en el tiempo como sigue (Tolentino *et al.*, 2018):

$$Id_i(t, y) = \frac{[\delta_D(t, y) - \delta_f(t, y)]}{[\delta_F(t, y) - \delta_f(t, y)]} \quad (2.1)$$

donde  $\delta_D(t, y)$  y  $\delta_f(t, y)$  son los valores absolutos de la distorsión de demanda y última en el instante  $t$ , dada una intensidad  $y$ , respectivamente;  $\delta_f(t, y)$  es la distorsión de fluencia en el instante  $t$ , dada una intensidad  $y$ . Considerando que en la estructura no existe ningún programa de rehabilitación o reforzamiento después de un evento sísmico; con la finalidad de entre otras cosas, evaluar el comportamiento, la evolución del daño y el tiempo de falla de las estructuras cuando estos programas no son implementados, y además de esta manera, sentar las bases generales para que en un futuro cercano, sea posible evaluar el impacto que tienen los programas de rehabilitación o reforzamiento en la vida útil de las edificaciones. El posible daño que acumula la estructura con la consideración anterior se describe de la manera siguiente:

$$D(t) = \sum_{i=1}^{N(t)} [Id_i(t, y) - Id_{i-1}(t, y)] \quad (2.2)$$

donde  $D(t)$  es el daño evolutivo que se acumula con incrementos de daño y  $N(t)$  es el número de incrementos de índice de daño. Considerando que la estructura esta recién construida, es decir, que esta no presenta algún tipo de daño en el tiempo  $t = 0$ , el valor de  $Id_0(t, y) = 0$ . El daño evolutivo  $D(t)$  toma valores entre 0 y 1, donde 0, indica que no existe daño en la estructura y 1 representa el colapso. En la figura 2.1 se muestra la representación del daño evolutivo,  $D(t)$ , donde  $P_0(t)$  es la probabilidad de no daño;  $P_f(t)$  es la probabilidad de falla;  $f_{D(t)}(d)$  es la función de densidad de probabilidad del daño y  $f_F(t)$  es la función de densidad de probabilidad del tiempo a la falla.

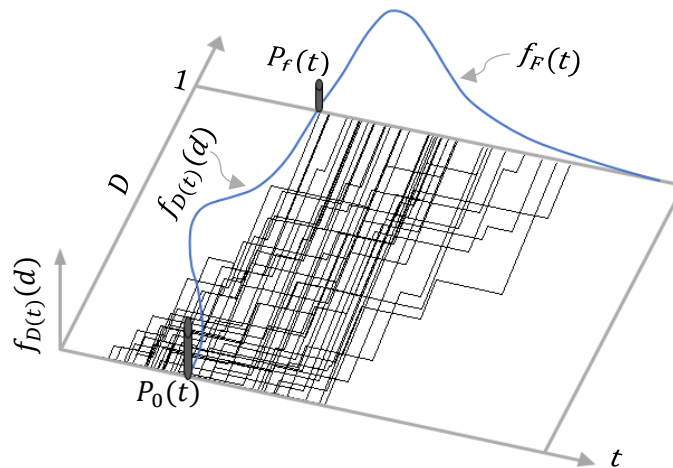


Figura 2.1. Representación del daño evolutivo (adaptado de Tolentino *et al.*, 2018)

Las funciones de distribución empíricas de no daño  $P_o(t)$  y falla  $P_f(t)$  para un instante de tiempo  $t$ , se pueden estimar mediante la simulación de Monte Carlo como sigue:

$$P_f(t) = \sum_{i=1}^{nc} \frac{n_f(t)}{n_c} \quad (2.3)$$

$$P_o(t) = 1 - \sum_{i=1}^{nc} \frac{n_o(t)}{n_c} \quad (2.4)$$

donde  $n_f(t)$  y  $n_o(t)$  son el número de fallas y no daños en el instante de tiempo  $t$ , respectivamente;  $n_c$  es el número de simulaciones. La función de distribución teórica de falla, dado en un instante de tiempo de falla  $t_F$ , puede estimarse considerando la siguiente ecuación:

$$P_f(t) = P[t_F \geq 1] \quad (2.5)$$

Tomando en cuenta que las fallas pueden ser caracterizadas mediante una función de distribución lognormal (Rosenblueth *et al.*,1972) y corroborando dicha consideración con los resultados de las curvas de daño evolutivo y el ajuste de las funciones de distribución acumulada expuestos en el capítulo 6, se tiene que:

$$P_F(t) = \int f_F(t_F) d(t_F) \quad (2.6)$$

$$P_F(t) = \int \frac{1}{\zeta_{\ln(t_F)}(t_F)} \varphi \left[ \frac{\ln(t_F) - \lambda_{\ln(t_F)}}{\zeta_{\ln(t_F)}} \right] d(t_F)$$

$$P_F(t) = \Phi \left( \frac{\ln(t_F) - \lambda_{\ln(t_F)}}{\zeta_{\ln(t_F)}} \right)$$

Análogamente se tiene que:

$$P_o(t) = 1 - \Phi \left( \frac{\ln(t_o) - \lambda_{\ln(t_o)}}{\zeta_{\ln(t_o)}} \right) \quad (2.7)$$

donde  $\Phi$  es la función de distribución acumulada estándar;  $t_F$  es el instante en el que se presenta la falla;  $\lambda_{\ln(t_F)}$  y  $\zeta_{\ln(t_F)}$  son la media y desviación estándar del logaritmo natural del tiempo en que se presenta la falla;  $t_o$  es el instante que precede el daño;  $\lambda_{\ln(t_o)}$  y  $\zeta_{\ln(t_o)}$  son la media y desviación estándar del logaritmo natural del tiempo cuando no se presenta

el daño. Considerando la ecuación 2.6, la confiabilidad estructural, puede estimarse de acuerdo a la expresión 2.8. Evaluándose así de la mejor manera posible y racional, la seguridad inherente de la estructura a lo largo de un periodo tiempo; tomando en cuenta las incertidumbres asociadas a la demanda y capacidad.

$$\beta(t) = -\Phi^{-1}P_F(t) \quad (2.8)$$

donde  $\Phi^{-1}$ , es la función de distribución normal estándar inversa.

---

**CAPÍTULO**

**3**

**ESTIMACIÓN DEL DAÑO  
ACUMULADO**

### 3.1 Sismicidad regional y local

La República Mexicana se encuentra en una de las regiones donde se concentra una gran parte de la actividad sísmica del mundo, ubicada en el área conocida como el cinturón de fuego (ver figura 3.1), sobre cinco placas tectónicas (ver figura 3.2): Placa Norteamericana, Placa de Rivera, Placa del Pacífico, Placa de Cocos y la Placa del Caribe (Gonzales, 2019).

La dirección de movimiento de cada una de estas placas son: la Placa Norteamericana en la dirección Suroccidente, la Placa del Pacífico en dirección Noroeste a una velocidad aproximada de 5 cm/año, las Placas de Cocos y Rivera en dirección Noreste a una velocidad de 7 cm/año y 2 cm/año, respectivamente; hundiéndose una parte de estas bajo la Placa Norteamericana (subducción), y por último, la Placa del Caribe en dirección Este a 1 cm/año aproximadamente; siendo esta interacción entre las fronteras de las placas, la principal causa de los movimientos sísmicos en México.

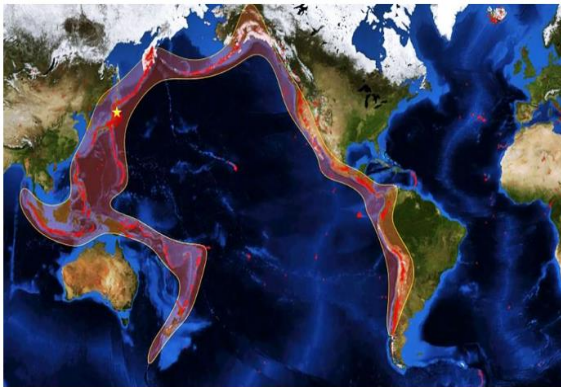


Figura 3.1. Cinturón de fuego  
(<https://www.gaceta.unam.mx/>)

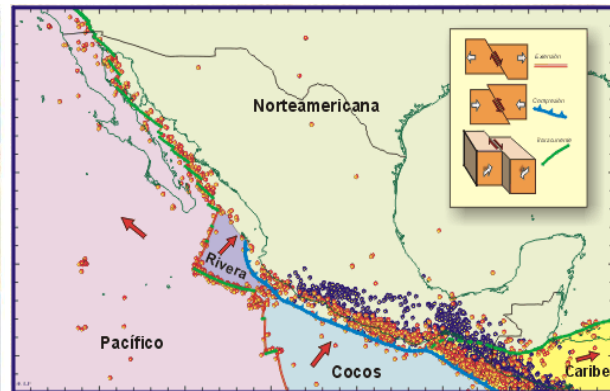


Figura 3.2. Placas tectónicas en México  
(<http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>)

### 3.2 Clasificación de los sismos

De acuerdo a la descripción anterior, las principales fuentes sísmicas que afectan a la Ciudad de México pueden clasificarse en tres grupos, y en la figura 3.3 se muestran los principales sismos de estos.

- Sismos corticales: ocurren dentro de la Placa Norteamericana, son sismos intraplaca muy superficiales, ocurren principalmente a lo largo del eje volcánico mexicano y pueden tener magnitudes de siete.
- Sismos profundos: ocurren a profundidades mayores a 40 km y se producen por la interacción de las placas oceánicas de Rivera y Cocos.

- Sismos de subducción: ocurren por el hundimiento de las placas oceánicas de Cocos y Rivera por debajo de la Placa Norteamericana, generándose sismos con magnitudes de hasta 8.2; haciendo a la Ciudad de México, particularmente vulnerable a este tipo de sismos.

Es importante mencionar que independientemente de la fuente sísmica, la Ciudad de México se ve particularmente afectada debido a la amplificación de las ondas sísmicas al atravesar por las arcillas del lago.

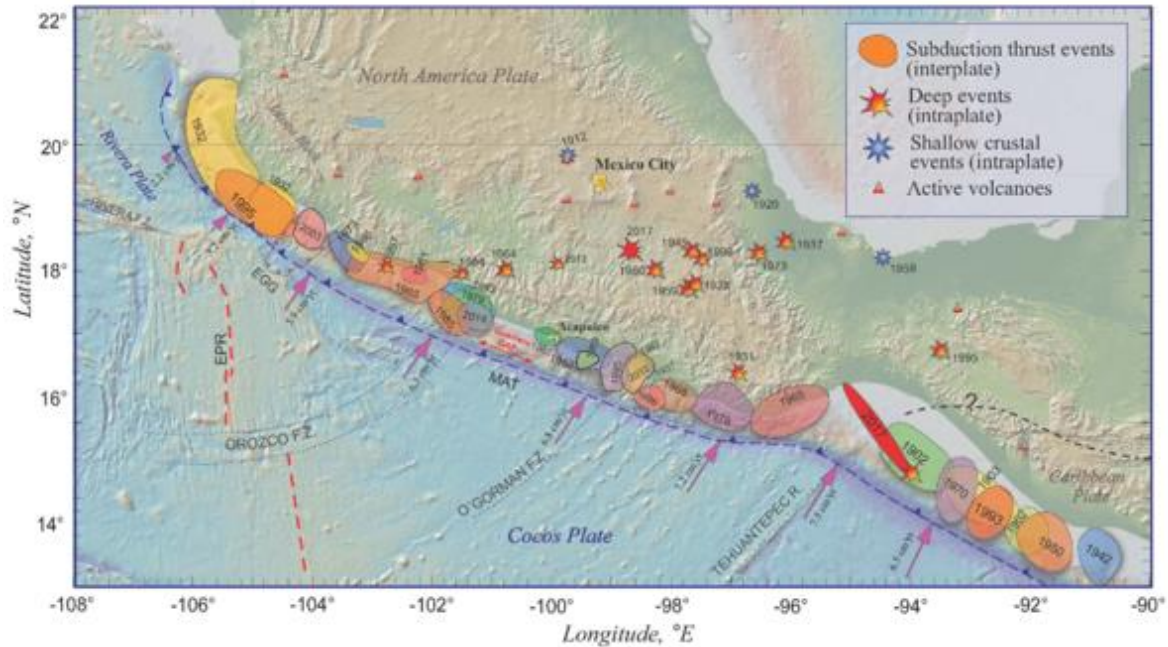


Figura 3.3. Sismos más importantes en México

(<http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%FIos.html>)

### 3.3 Simulación de acelerogramas

La sismicidad es un fenómeno natural derivado de la consecuencia de la actividad dinámica interna del planeta y que lastimosamente en la actualidad no pueden predecirse, es decir, no existe algún método, criterio o teoría confiable que presente con claridad la fecha, magnitud y sitio de su ocurrencia.

El peligro sísmico en las estructuras puede ser estudiado desde dos enfoques, el determinista y el probabilista, en el primero se cuantifica el peligro considerando el sismo más desfavorable que pudiese ocurrir en el sitio de estudio, en el segundo se establecen las condiciones de peligro sísmico para un sitio en particular, en función de la probabilidad de excedencia y del tiempo de exposición (periodo de retorno). Desarrollando la presente investigación, con el segundo enfoque.

De acuerdo a lo anterior y debido a la escasa información de registros sísmicos que usualmente se tiene de los sitios, es necesario simular sismos sintéticos; para esto, existen diferentes enfoques, por ejemplo, Gersch y Kitagawa (1985), realizan la simulación de los eventos sísmicos considerando un modelo de coeficiente autorregresivo variable (AR). Grigoriu *et al.* (1988), modulando tanto la amplitud como la frecuencia como un proceso estacionario. En el presente trabajo se simulan 1000 acelerogramas sintéticos siguiendo el procedimiento descrito por Alamilla *et al.* (2001), el cual supone que el movimiento sísmico corresponde a un proceso estocástico Gaussiano no-estacionario, con parámetros estocásticos que dependen de la magnitud y distancia de la fuente del sismo al sitio en estudio. Por lo que, la generación de los sismos sintéticos se formula mediante un proceso de simulación de Montecarlo en dos etapas; la primera, incluye la simulación de los conjuntos de parámetros de los modelos de proceso estocástico del movimiento del terreno. La segunda etapa incluye la simulación de las propias historias de tiempo, dados los parámetros del modelo de proceso estocástico asociado. En la figura 3.4 se muestran solo 100 espectros de pseudoaceleración de los sismos simulados en el sitio de estudio.

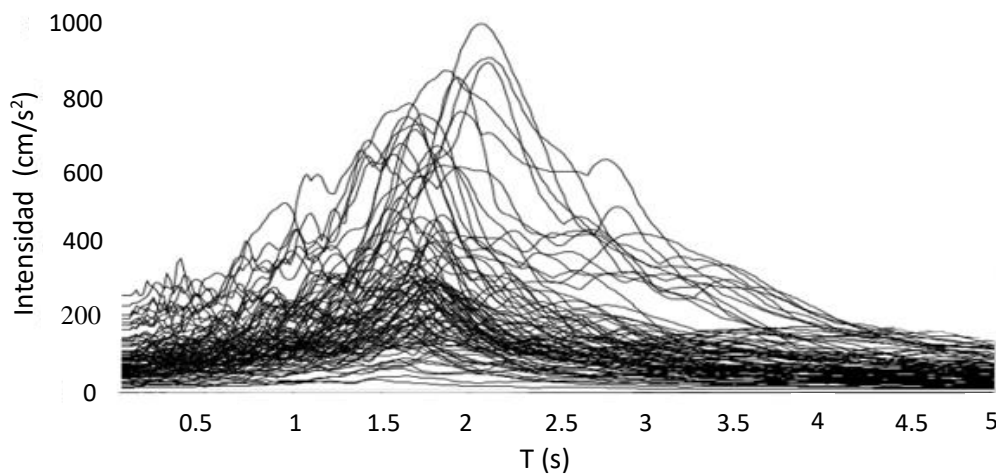


Figura 3.4. Espectros de respuesta de sismos simulados en SCT  
(Secretaría de Caminos y transportes)

### 3.4 Simulación de intensidades sísmicas

Para realizar la simulación de las intensidades sísmicas, se toma como base la curva de peligro sísmico (CPS) del sitio de estudio asociada al periodo fundamental de la estructura, misma que representa el número de veces que un evento dado excede un nivel de intensidad por unidad de tiempo. La curva de peligro sísmico puede ajustarse mediante la siguiente expresión:

$$v(y) = v_o \left(\frac{y}{y_o}\right)^{-r} \left(\frac{y_{m\acute{a}x} - y}{y_{m\acute{a}x} - y_o}\right)^\epsilon \quad (3.1)$$

donde  $v_o$  es la tasa anual asociada a una intensidad  $y_o$ , siendo esta la mínima aceleración considerada y que para este trabajo se toma igual a  $100 \text{ cm/s}^2$ , debido a que al someter a las estructuras a un análisis dinámico no lineal “paso a paso”, se observó que intensidades menores solo producían niveles de daño despreciables;  $y_{máx}$  es la aceleración máxima obtenida de la curva de peligro sísmico;  $y$ , son las diversas aceleraciones;  $r$  y  $\varepsilon$  son las constantes de ajuste para la curva de peligro sísmico, obtenidas a partir de un proceso iterativo en un software especializado.

En la figura 3.5 las curvas de peligro sísmico para los diferentes casos de estudio; esto es, para edificios de 10, 15 y 20 niveles, mismos que se describen en el capítulo 4.

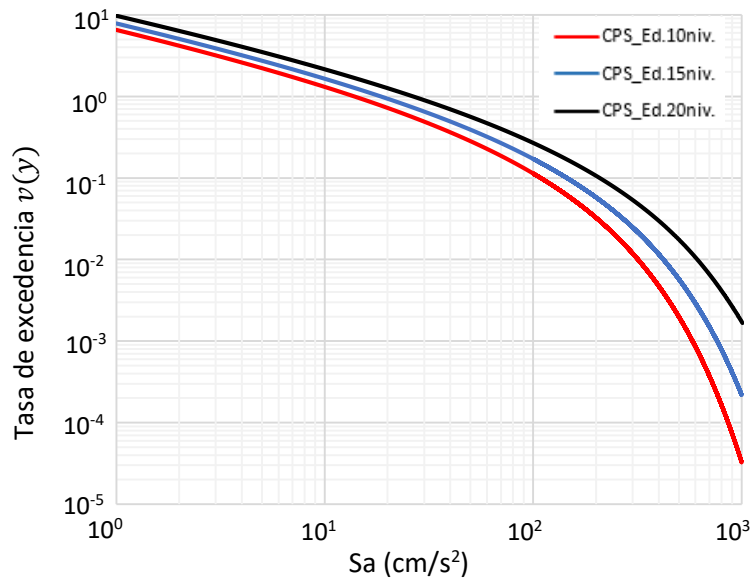


Figura 3.5. Curvas de peligro sísmico

La función de probabilidad acumulada de la curva de peligro sísmico está definida por la ecuación 3.2, mediante la cual se obtienen intensidades sísmicas para  $n$  valores aleatorios entre 0 y 1 con distribución uniforme (ver figura 3.6), teniendo el conjunto de datos en este rango, la misma probabilidad de ocurrir, pero con niveles de intensidad sísmica en función de las probabilidades de excedencia.

$$F(y) = 1 - \frac{v(y)}{v_o} \tag{3.2}$$

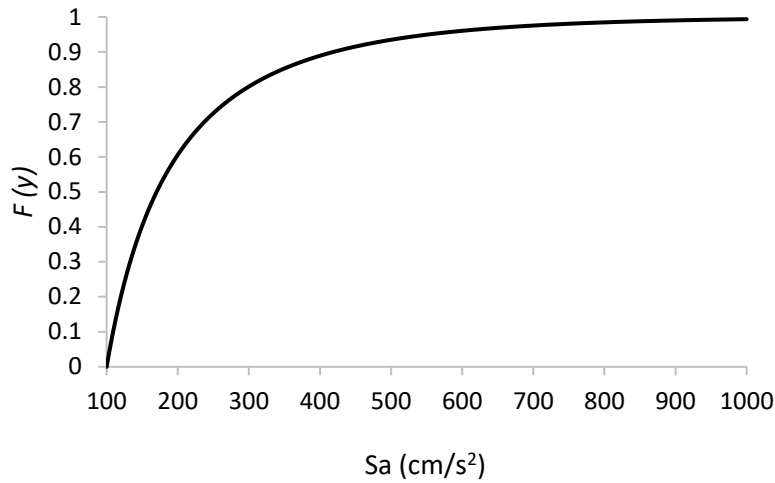


Figura 3.6. Función de probabilidad acumulada

### 3.5 Simulación de tiempos de espera

Para estimar la ocurrencia sísmica a lo largo de un periodo de tiempo, es necesario estimar los tiempos de espera, es decir, los periodos de tiempo que transcurren entre un evento y otro. Dado que los eventos sísmicos son independientes entre sí; es decir, que el evento sísmico actual no depende del evento sísmico pasado o futuro, los tiempos de espera se pueden simular suponiendo que estos siguen un proceso de Poisson, por lo que dichos eventos siguen una distribución del tipo exponencial (Ang y Tang, 2007).

Por lo anterior y debido a las propiedades de estacionariedad y de independencia del proceso de Poisson, la probabilidad de que no ocurra algún evento sísmico ( $x$ ), en un intervalo de tiempo  $t$ , es igual a la probabilidad de la duración del tiempo hasta que algún evento ocurra, dicha probabilidad está dada por:

$$P(x) = \frac{e^{-v_0 t} (v_0 t)^0}{0!} = e^{-v_0 t} \quad t \geq 0 \quad (3.3)$$

De lo anterior, se sabe que la función de distribución acumulada es:

$$P(x) = 1 - e^{-v_0 t} \quad (3.4)$$

Considerando el método de la transformada inversa y a la variable  $t$  como el tiempo necesario para que ocurra un evento sísmico se obtiene:

$$u = 1 - e^{-v_0 t_i} \quad (3.5)$$

Por lo que:

$$t_i = - \left[ \frac{\ln(u)}{v_0} \right] \quad (3.6)$$

donde  $t_i$  es el tiempo de espera al  $i$ -ésimo evento sísmico;  $\nu_o$  es la tasa anual asociada a una intensidad  $y_o$ , y  $u$  son valores aleatorios entre 0 y 1, con distribución uniforme.

### 3.6 Escalamiento de acelerogramas

Con la finalidad de hacer coincidir la intensidad simulada con un acelerograma dado, se hace uso de un factor de escala ( $FE$ ) que incrementa o disminuye la historia de aceleraciones, buscando en todo momento, que este factor de escala no esté muy alejado de la unidad. Es importante aclarar que dicho factor, corresponde a la intensidad simulada, y no a la intensidad que correspondería al espectro de diseño elástico en el periodo dominante de la estructura. Lo anterior, debido a que en este trabajo (bajo un enfoque probabilista), se consideran todas las  $n$  posibilidades de ocurrencia de intensidades sísmicas que pudiesen presentarse a lo largo de la vida útil de las estructuras, y no solo a la del sismo máximo probable esperado. Se tiene entonces que; el factor de escala antes descrito, puede estimarse considerando la siguiente expresión:

$$FE = \frac{I_{sim}}{I_{Tm}} \quad (3.7)$$

donde  $I_{sim}$  es la intensidad simulada;  $I_{Tm}$  es el valor de la intensidad que presenta la ordenada espectral del sismo simulado en el periodo fundamental de la estructura.

### 3.7 Estimación del daño acumulado

En el presente estudio se considera que el daño acumulado puede ocurrir por  $n$  ocurrencias de cargas sísmicas en el tiempo. La intensidad de dichas cargas se obtiene con base en la CPS, es decir, se consideran todas las posibles intensidades sísmicas que pueden ocurrir en el sitio por cada caso de estudio. Dado que la posible intensidad y ocurrencia sísmica es incierta, es necesario simular un conjunto de historias de eventos sísmicos, con la finalidad de caracterizar de una mejor manera el conjunto de respuestas de las estructuras ante cargas y tiempos de ocurrencia inciertos.

Con base en lo anterior, en la figura 3.7 se muestra el procedimiento para la estimación del posible daño acumulado,  $D(t)$ , en el instante  $t$ . En dicha figura se hace notar que sí la carga sísmica no le produce daño a la estructura,  $Id_i(t, y) = 0$ ; para el caso contrario, se obtiene el valor del daño evolutivo en el tiempo,  $D(t)$ . Este proceso se repite hasta que la estructura colapse, es decir, cuando  $D(t) = 1$ . Considerando el procedimiento descrito, se estima el daño evolutivo considerando 100 historias de intensidades y tiempos de espera simulados para cada uno de los edificios en estudio. Considerando dicha cantidad suficiente, debido a que en el comportamiento de las curvas de daño evolutivo (expuestas en el capítulo 6), se observa ya una tendencia razonable en la ocurrencia de las fallas, además de que los parámetros estadísticos para esta cantidad tienden a estabilizarse.

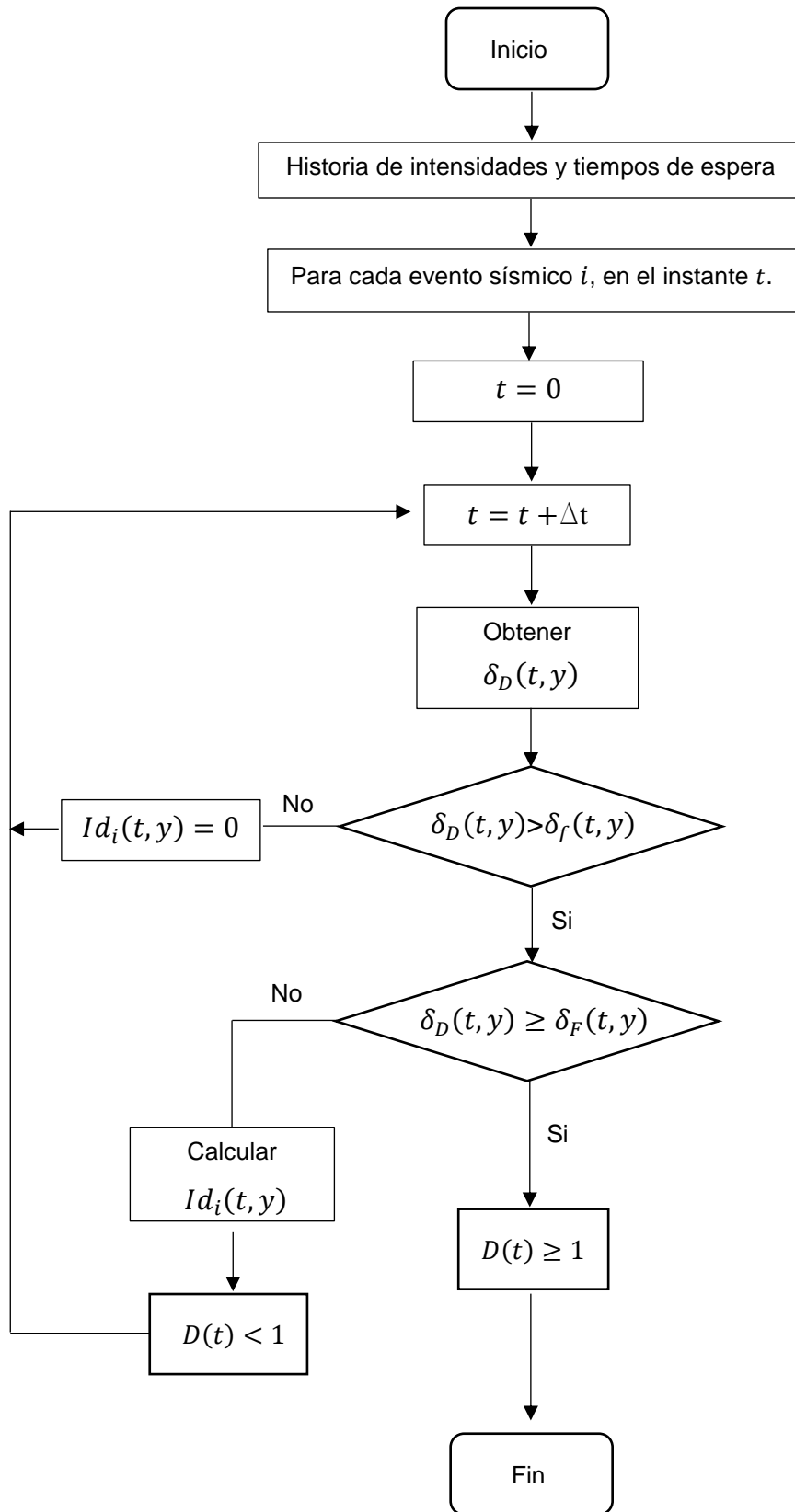


Figura 3.7. Diagrama de flujo para la estimación del daño acumulado

### 3.8 Ejemplo de aplicación

Con el fin de detallar la figura 3.7, se presenta un ejemplo paso a paso para la construcción de la historia de eventos sísmicos.

1. Partiendo del ajuste correspondiente de la curva de peligro sísmico, se obtiene la función de probabilidad acumulada, de acuerdo a la ecuación 3.2.
2. Se simulan valores aleatorios entre 0 y 1 con distribución uniforme ( $u$ ), y con la función de probabilidad acumulada se obtienen las intensidades sísmicas. Para el caso de los tiempos de espera, se sustituyen los valores simulados en la ecuación 3.8, finalmente se obtiene la historia de eventos sísmicos en el tiempo (ver figura 3.8).

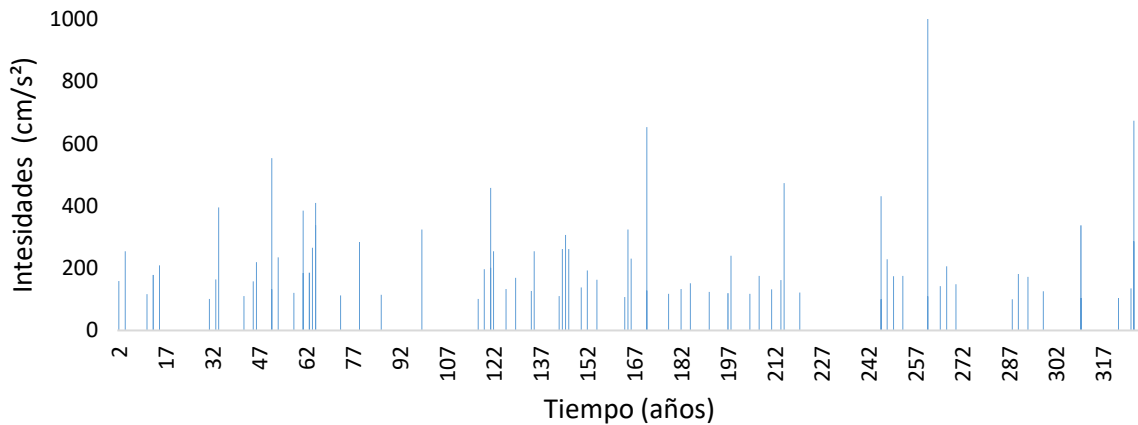


Figura 3.8. Simulación de intensidades sísmicas y tiempos de espera

3. Se asigna aleatoriamente un sismo a la intensidad simulada y se escala con el factor de escala, repitiendo este proceso para cada una de las diferentes intensidades (ver figuras 3.9 y 3.10).

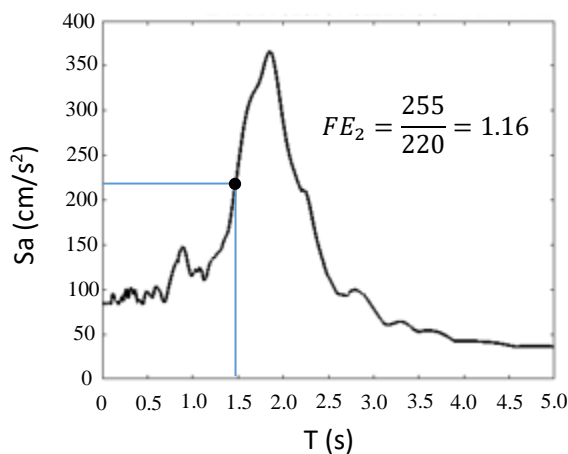


Figura 3.9. Espectro de respuesta del sismo  $i$  (determinación de  $FE$ )

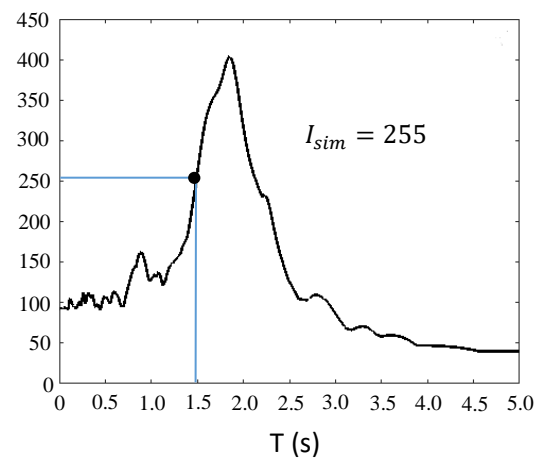


Figura 3.10. Espectro de respuesta del sismo  $i$  con la intensidad deseada.

4. De acuerdo a los resultados anteriores, se deja un tiempo suficiente entre cada sismo escalado y se genera la historia de eventos sísmicos simulados, obteniendo la respuesta no lineal de la estructura considerando las cargas descritas en el capítulo 5. A continuación, en la figura 3.11, la historia de eventos sísmicos correspondientes a los primeros 35 años de la simulación de intensidades y tiempos de espera presentados en la figura 3.8.

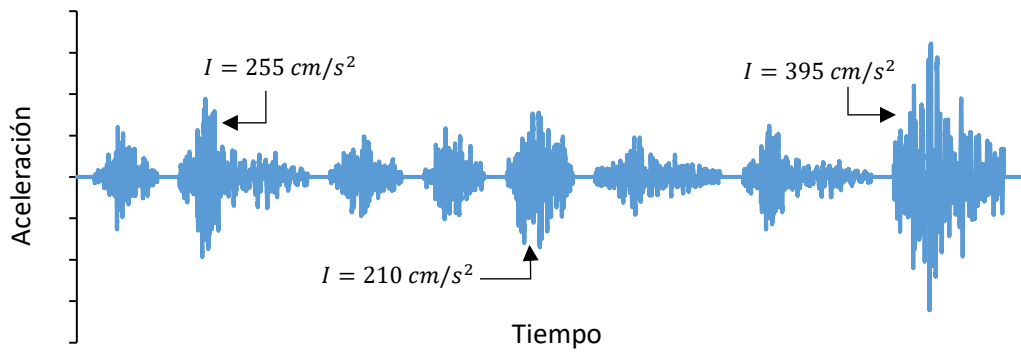


Figura 3.11. Construcción de historia de eventos sísmicos

---

**CAPÍTULO**

**4**

**CASOS DE  
ESTUDIO**

## 4.1 Descripción de los casos de estudio

En estudios realizados (Terán, 2001; Bojórquez *et al.*, 2009), se ha observado que las estructuras sujetas a excitaciones sísmicas de larga duración (sismos en suelos blandos) son más vulnerables a la acumulación de deformaciones plásticas y al deterioro de sus propiedades mecánicas, debido a efectos como el número considerable de ciclos de comportamiento plástico que estas experimentan, en comparación con las desarrolladas en estructuras sujetas a sismos de corta duración (sismos en suelos firmes). Por tal razón, en esta investigación se estudian tres edificios de diferentes alturas (10, 15 y 20 niveles) ubicados cerca de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de la Ciudad de México, cuya ocupación se destina para uso de oficinas. El diseño se lleva a cabo considerando un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ , con la finalidad de evaluar el comportamiento de la estructura, bajo esta consideración inicial de diseño; siguiendo las consideraciones del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus diferentes Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2017). Los edificios cuentan con una configuración rectangular en planta (ver figura 4.1), cuyo sistema estructural es a base de marcos de concreto y contravientos restringidos al pandeo con una configuración del tipo chevrón (V invertida), siendo está, una de las configuraciones usualmente más empleadas con estos dispositivos. Las estructuras cuentan con losas macizas como sistemas de piso y alturas de entrepiso de 4 m en todos los niveles, llegando a tener una altura total de 40, 60 y 80 m, respectivamente.

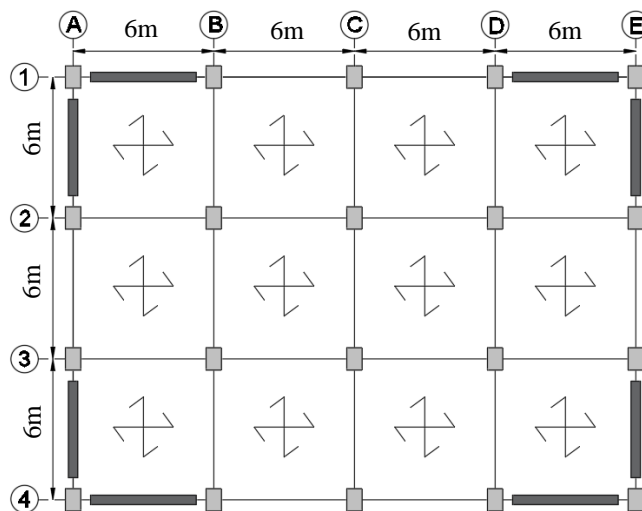


Figura 4.1. Planta estructural tipo

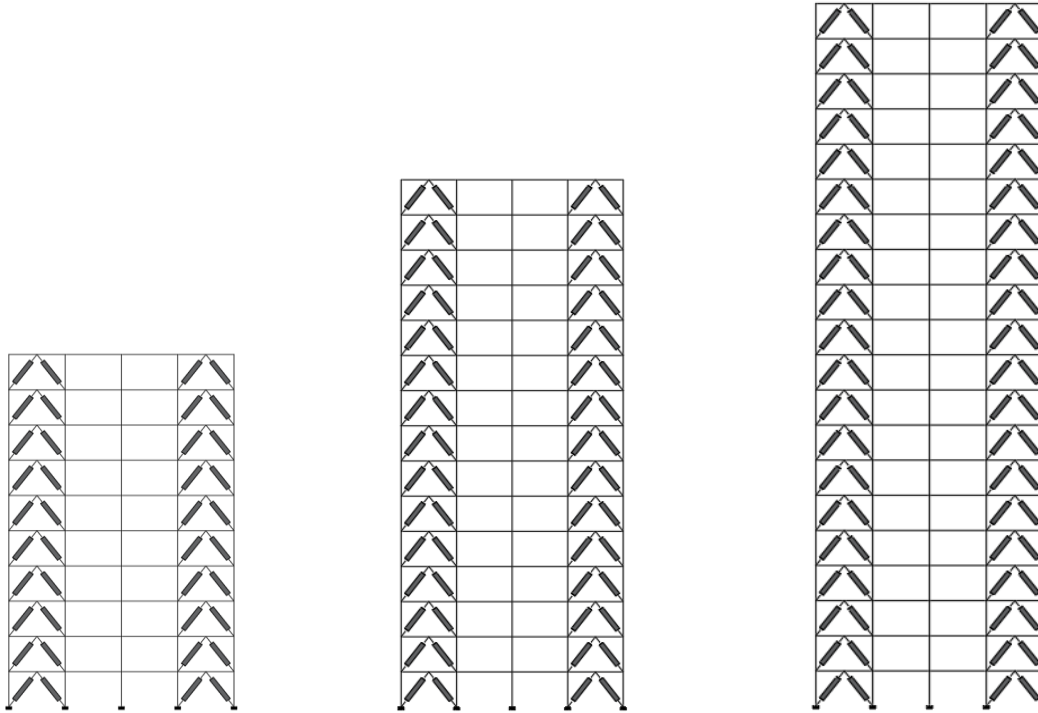


Figura 4.2. Elevaciones de edificios de 10,15 y 20 niveles, ejes 1 y 4

## 4.2 Propiedades nominales de los materiales

Para el diseño de los edificios se utilizaron propiedades nominales en los materiales, para el caso de columnas y trabes, se utiliza un concreto clase I con una resistencia a la compresión de  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad de  $Ec = 14000\sqrt{f'c}$ . Para el acero de refuerzo longitudinal y transversal, se considera un esfuerzo de fluencia de  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , con un módulo de elasticidad de  $Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ . Para el caso de los CRPs, se considera para el núcleo de acero, un esfuerzo de fluencia de  $fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad de  $Ea = 2040000 \text{ kg/cm}^2$ .

## 4.3 Cargas de diseño

Las cargas nominales que obran sobre las estructuras, se determinan de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (NTC, 2017), las cuales se resumen en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Cargas gravitacionales adicionales al peso propio

Cargas	Entrepiso (kg/m <sup>2</sup> )	Azotea (kg/m <sup>2</sup> )
Carga muerta	135	190
Carga viva máxima	250	100
Carga viva accidental	180	70

#### 4.4 Zonificación sísmica y espectro de diseño

El espectro de diseño (ver figura 4.3) se estima conforme a lo especificado en las NTC-Sismo (NTC, 2017) y utilizando el programa SASID; considerando las características de la estructura y su ubicación.

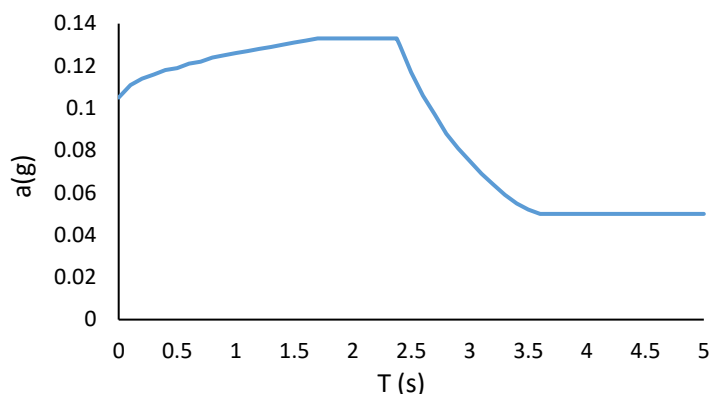


Figura 4.3. Espectro de diseño para  $Q=3$

#### 4.5 Consideraciones generales para el proceso de diseño

Se consideran los requisitos mínimos de ductilidad especificados en las NTC-Concreto (NTC, 2017), y para la definición del tamaño de las secciones, se considera en primera instancia, el cortante que deben tomar los sistemas estructurales, el balance de rigidez y su resistencia, por lo que, para cada uno de nuestros casos de estudio, se plantea que los sistemas de marcos de concreto tomen el 70% de la fuerza cortante de entrepiso y el 30% restante los CRPs. Lo anterior, con la finalidad de evaluar la confiabilidad estructural, cuando el mayor porcentaje de fuerza cortante es tomado por la estructura primaria; ya que, como se ha mencionado anteriormente, esta consideración inicial de diseño queda abierto a criterio del diseñador estructural; aún para dispositivos de disipación de energía. Sin embargo, se considera importante estudiar el impacto de la variación de dicha distribución con el enfoque aquí propuesto, para así dar en un futuro próximo las recomendaciones correspondientes.

#### 4.6 Distorsiones de entrepiso

Para la revisión de distorsiones de entrepiso, se considera que en todos los niveles los elementos no estructurales se encuentran desligados de la estructura principal, por lo que la distorsión límite para sismos frecuentes se toma igual a  $\Delta_{ser} = 0.004$ , mientras que la distorsión máxima para la seguridad contra colapso se toma de manera conservadora y práctica igual a  $\Delta_{col} = 0.015$ ; ya que si bien en las actuales NTC-Sismo se permite incrementar dicho límite en 0.005, esto queda abierto a criterio del diseñador. Es importante mencionar que, de hacer uso de dicha consideración, deberá garantizarse que la respuesta de la estructura sea a flexión y no a cortante (Comentarios NTC-Sismo). Por otra parte, para el caso de contravientos, esta consideración no es del todo clara, debido a que solo se

indica que deberá tomarse en cuenta la relación de aspecto del edificio con respecto a su altura y a la dimensión en planta de la crujía o crujías que hayan sido contraventeados en forma consecutiva; sin especificar cuál es el criterio a seguir cuando se encuentran crujías contraventeadas no consecutivas, dado que al cumplir con la relación de aspecto de una sola de estas, no necesariamente estaríamos garantizando un comportamiento a flexión; debido a la influencia de las demás crujías tanto en la rigidez como en la geometría de la planta; es decir, podrían cumplir todas las crujías de manera individual aun estando en edificaciones en donde la respuesta de la estructura no necesariamente sea a flexión.

En las figuras 4.4, 4.5 y 4.6, se muestran las distorsiones de diseño asociados al estado límite de colapso y sismos frecuentes para cada uno de los casos de estudio. Se puede observar que, para estos casos en particular y considerando el criterio antes descrito, el estado límite que rige es el de colapso para los edificios de menor altura (10 y 15 niveles) y a medida que la altura del edificio va creciendo, el estado límite que rige es el de sismos frecuentes.

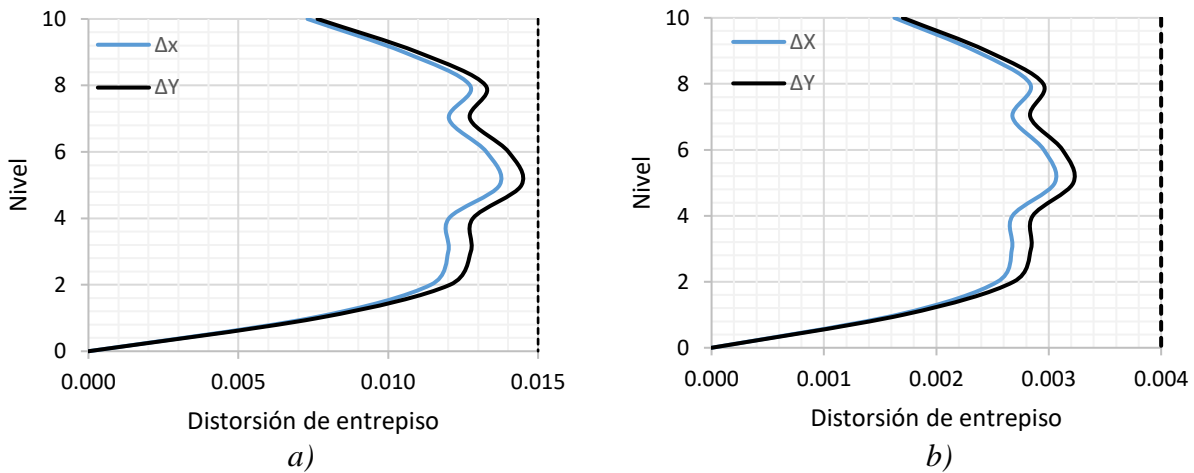


Figura 4.4. Distorsiones de entrepiso del edificio de 10 niveles  
a) colapso, b) sismos frecuentes

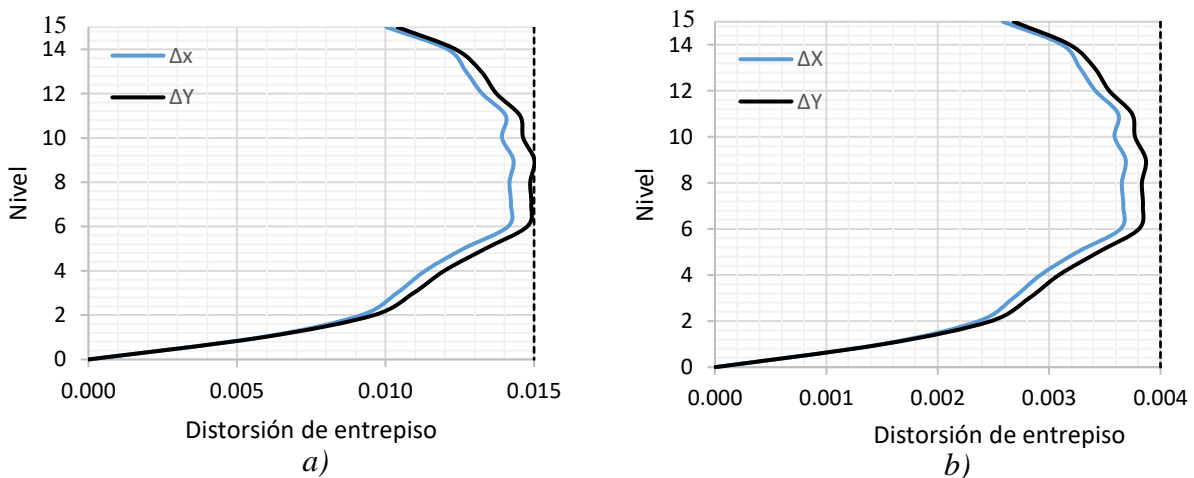


Figura 4.5. Distorsiones de entrepiso del edificio de 15 niveles  
a) colapso, b) sismos frecuentes

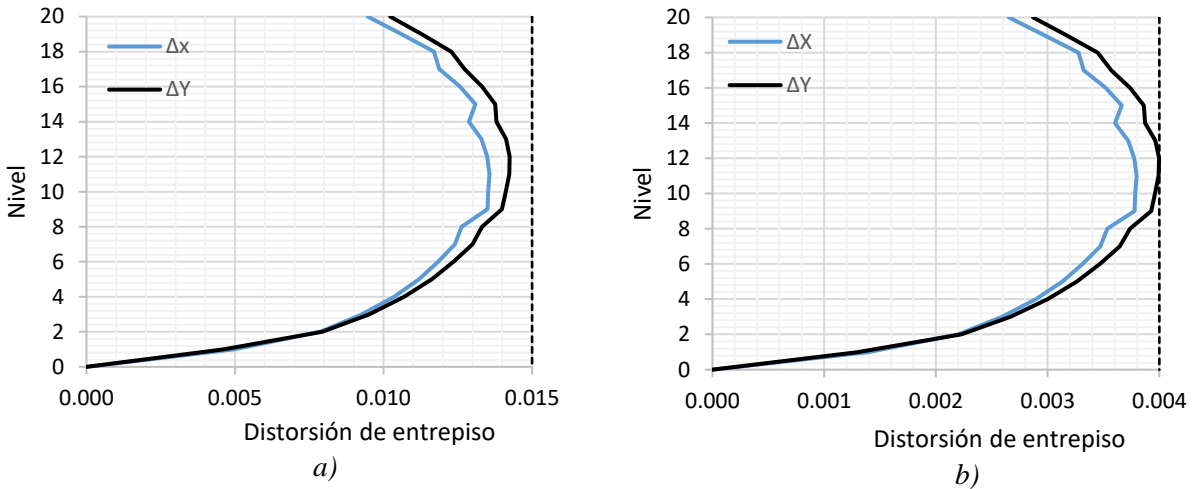


Figura 4.6. Distorsiones de entrepiso del edificio de 20 niveles  
 a) colapso, b) sismos frecuentes

### 4.7 Descripción de las secciones de diseño

En las figuras 4.7 a 4.12, y en las tablas 4.2 a 4.8, se muestran las secciones y el diseño de las columnas y traveses de concreto de los edificios en estudio, mientras que en la tabla 4.9 se muestra de manera general las áreas comerciales de los CRP utilizados.

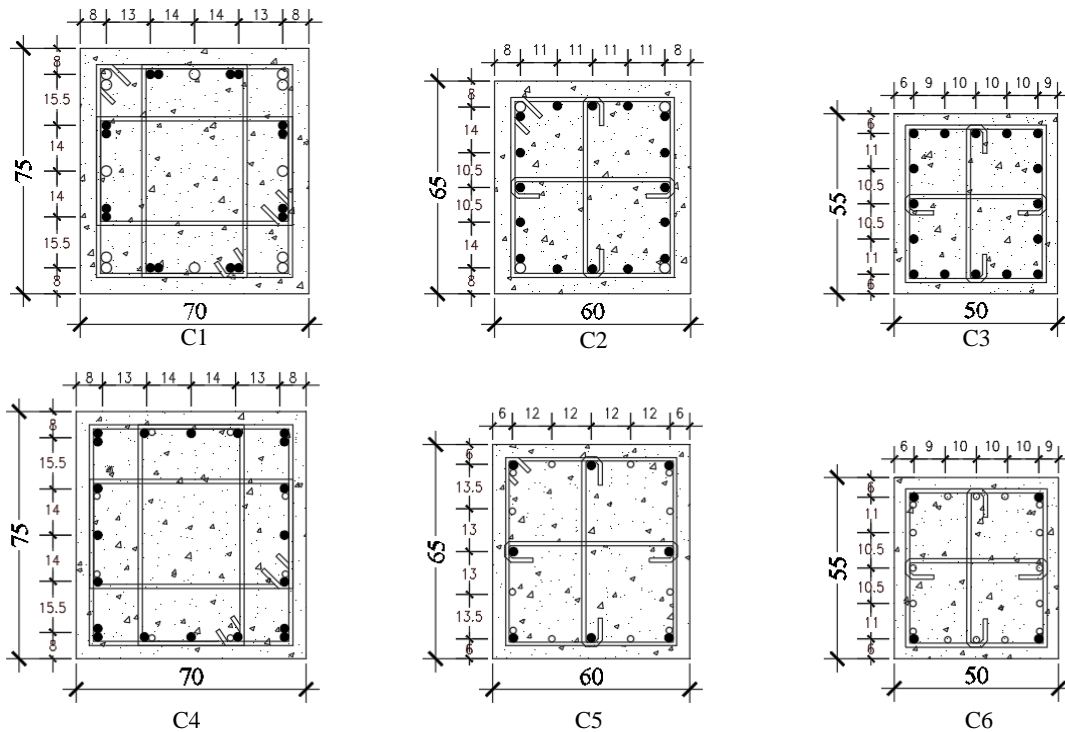


Figura 4.7. Secciones de columnas del edificio de 10 niveles.

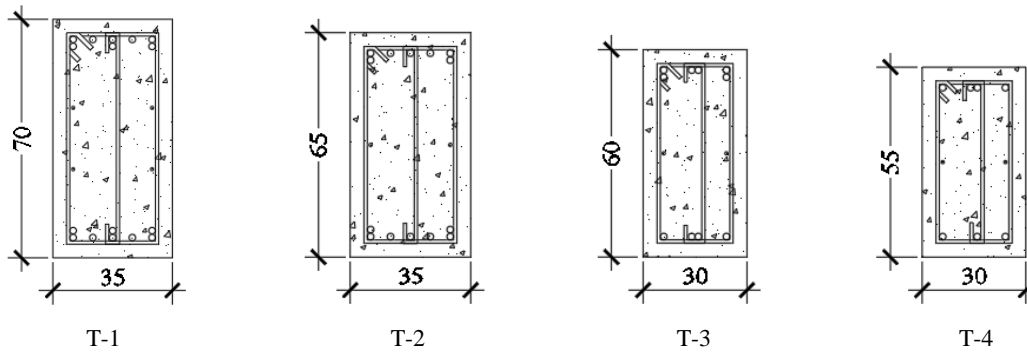


Figura 4.8. Secciones de traves del edificio de 10 niveles.

Tabla 4.2. Armado de columnas del edificio de 10 niveles

Tipo	Sección (cm)	Armado longitudinal	p (cuantía) %	Refuerzo para fuerza cortante en extremos (núm. de estribos y grapas )
C1	70 x 75	12#10 + 16#8	3.4	3E # 4 @15
C2	60 x 65	4#10 + 16#8	2.9	E # 4 +2Gpas#4 @15
C3	50 x 55	16#8	2.9	E # 4 +2Gpas#4 @10
C4	70 x 75	20#8 + 8#6	2.36	3E # 4 @15
C5	60 x 65	8#8 + 12#6	1.92	E # 3 +2Gpas#3 @15
C6	50 x 55	4#8 + 16#6	2.4	E # 3 +2Gpas#3 @10

Tabla 4.3. Armado de traves del edificio de 10 niveles

Tipo	Sección (cm)	Armado lecho superior	Armado lecho inferior	Refuerzo para fuerza cortante en extremos ( núm. de ramas)
T-1	35 x 70	8#6	8#6	3#3 @10
T-2	35 x 65	7#6	7#6	3#3 @10
T-3	30 x 60	6#6	4#6	3#3 @10
T-4	30 x 55	4#6	3#6	3#3 @10

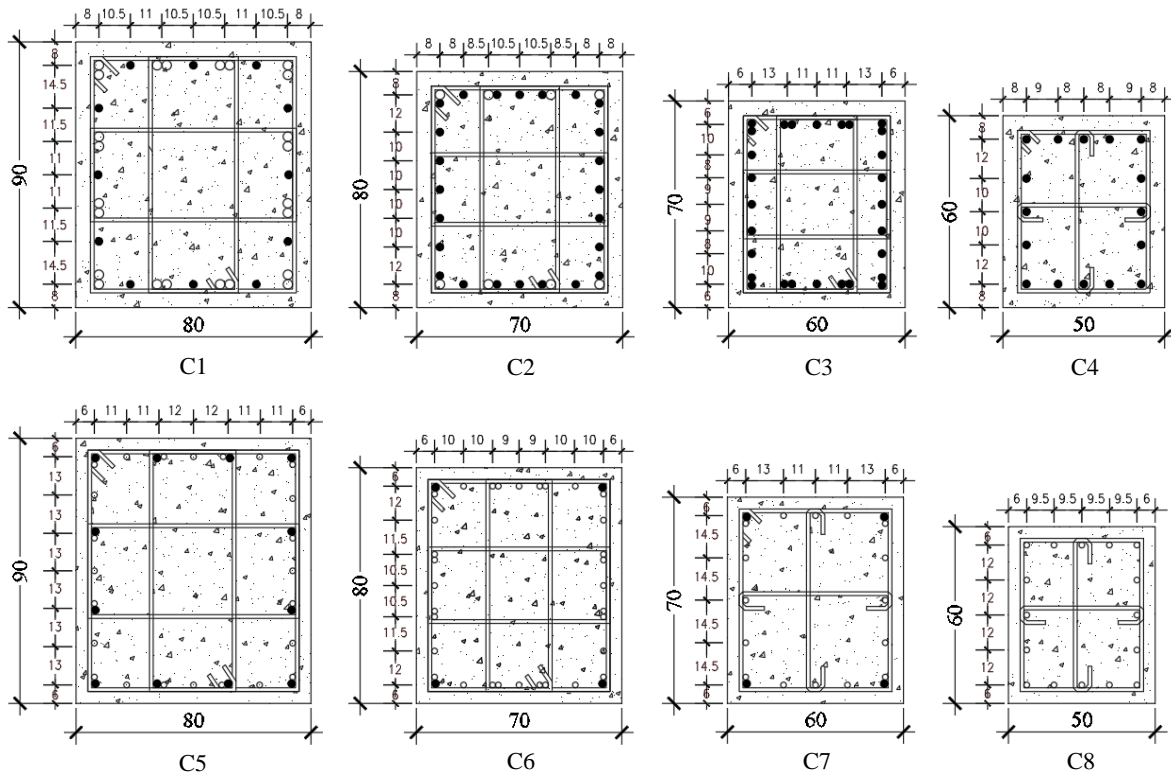


Figura 4.9. Secciones de columnas del edificio de 15 niveles.

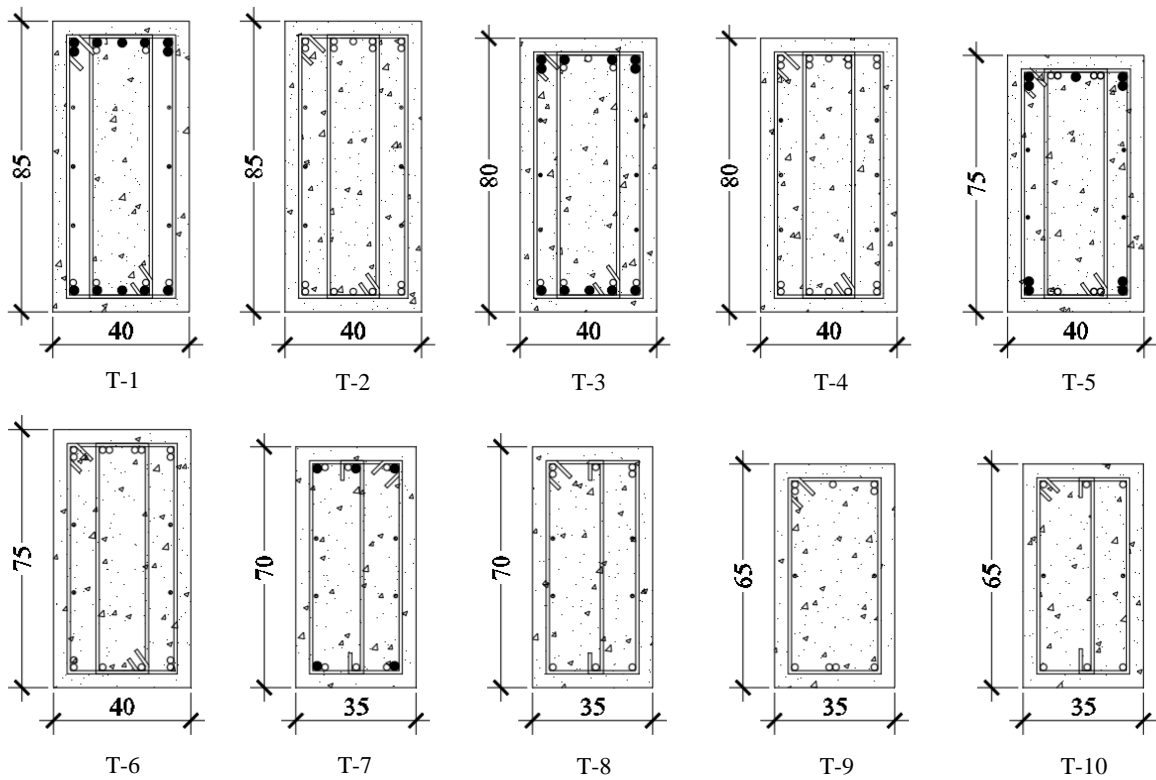


Figura 4.10. Secciones de traves de traves del edificio de 15 niveles.

Tabla 4.4. Armado de columnas del edificio de 15 niveles

Tipo	Sección (cm)	Armado longitudinal	p (cuantía) %	Refuerzo para fuerza cortante en extremos (núm. de estribos y grapas )
C1	80 x 90	24#10 + 12#8	3.5	3E # 4 @15
C2	70 x 80	8#10 + 24#8	3.3	3E # 4 @15
C3	60 x 70	28#8	3.40	3E # 4 @15
C4	50 x 60	16#8	2.70	E # 4 +2Gpas#4 @10
C5	80 x 90	12#8 + 24#6	1.80	3E # 3 @15
C6	70 x 80	4#8 + 28#6	1.60	3E # 3 @15
C7	60 x 70	4#8 + 16#6	1.57	E # 3 +2Gpas#3 @15
C8	50 x 60	16#6	1.53	E # 3 +2Gpas#3 @10

Tabla 4.5. Armado de trabes del edificio de 15 niveles

Tipo	Sección (cm)	Armado lecho superior	Armado lecho inferior	Refuerzo para fuerza cortante en extremos ( núm. de ramas)
T-1	40 x 85	7#8 + 2#6	5#8 + 4#6	4#4 @15
T-2	40 x 85	9#6	7#6	4#3 @10
T-3	40 x 80	6#8 + 3#6	5#8 + 4#6	4#4 @15
T-4	40 x 80	9#6	7#6	4#3 @10
T-5	40 x 75	5#8 + 4#6	4#8 + 4#6	4#4 @15
T-6	40 x 75	8#6	6#6	4#3 @10
T-7	35 x 70	3#8 + 3#6	2#8 + 3#6	3#4 @15
T-8	35 x 70	5#6	3#6	3#3 @10
T-9	35 x 65	5#6	4#6	2#4 @10
T-10	35 x 65	3#6	3#6	3#3 @10

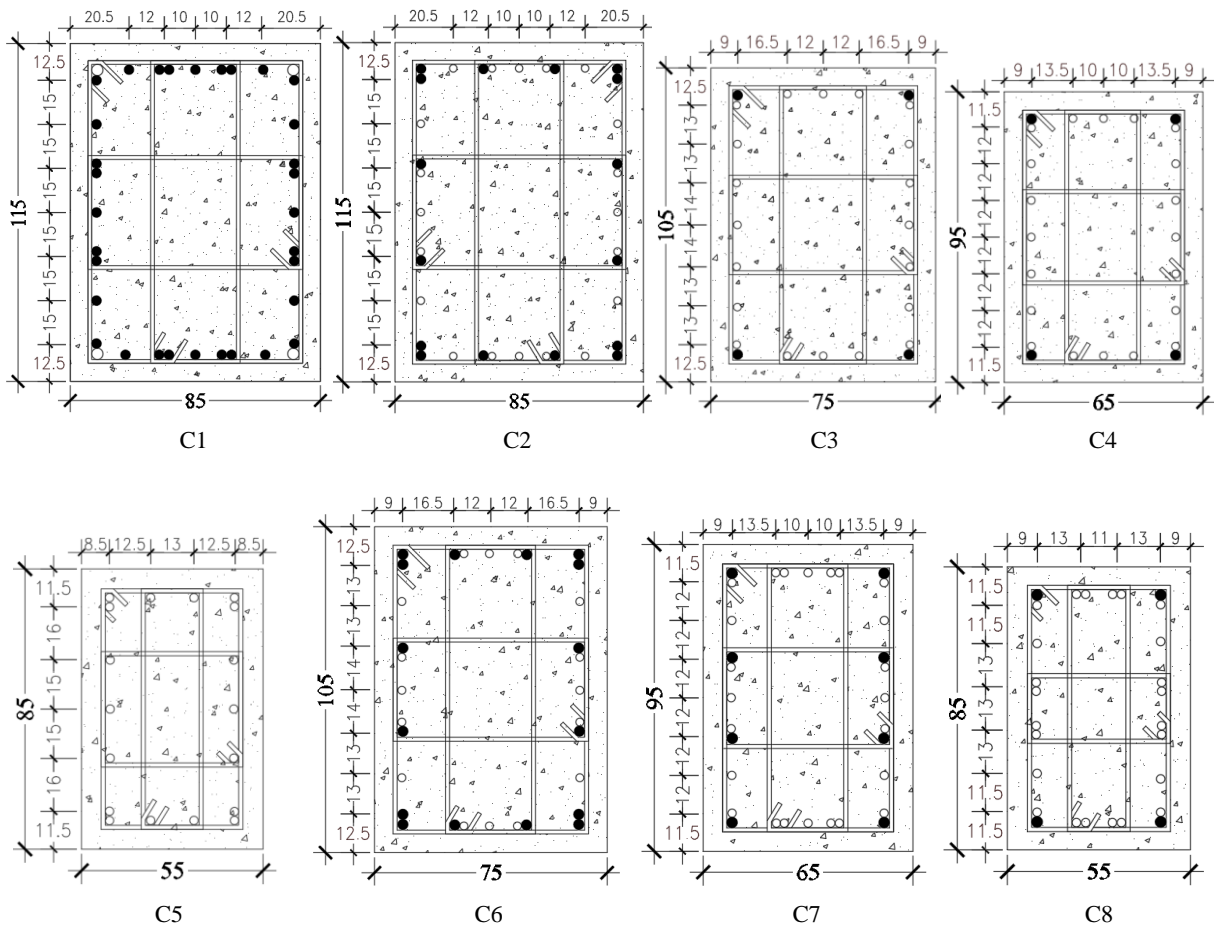
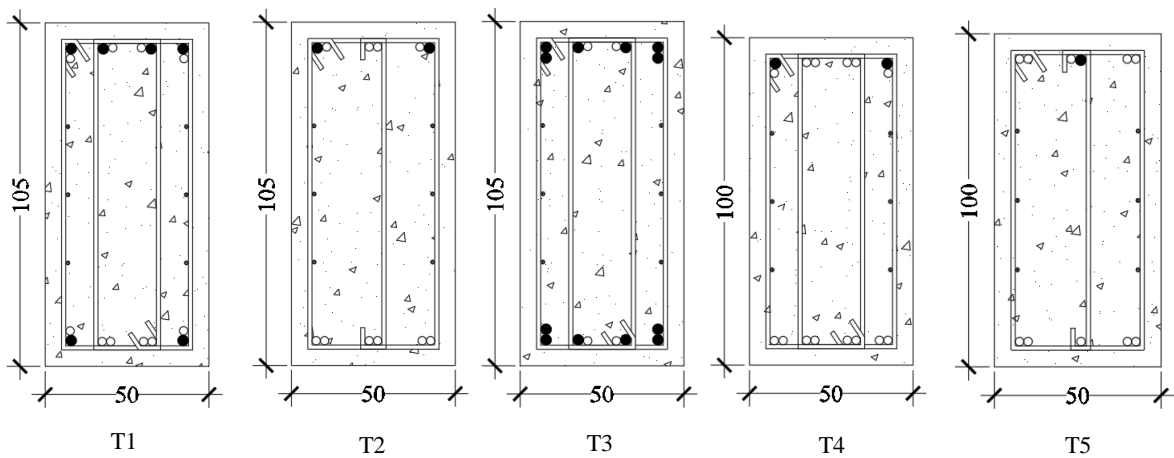


Figura 4.11. Secciones de columnas del edificio de 20 niveles



Continuación

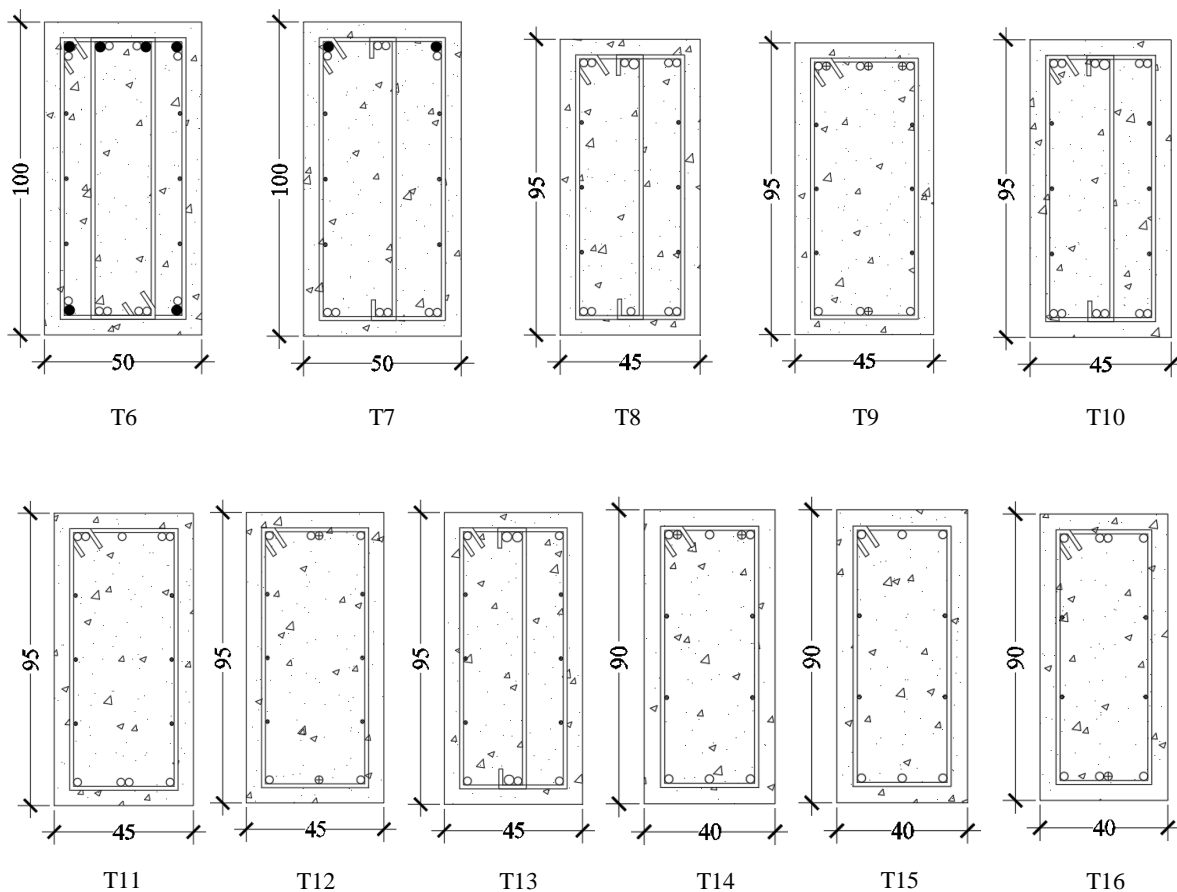


Figura 4.12 Secciones de traves del edificio de 20 niveles

Tabla 4.6. Armado de columnas del edificio de 20 niveles

Tipo	Sección (cm)	Armado longitudinal	p (cuantía) %	Refuerzo para fuerza cortante en extremos (núm. de estribos)
C1	85 x 115	4#12 + 32#10	3.07	3E # 4 @15
C2	85 x 115	16#10 + 20#8	2.33	3E # 4 @15
C3	75 x 105	4#10 + 20#8	1.7	3E # 4 @15
C4	65 x 95	20#8 + 4#10	2.16	3E # 4 @15
C5	55 x 85	18#8	1.95	3E # 4 @10
C6	75 x 105	16#10 + 20#8	2.9	3E # 4 @15
C7	65 x 95	8#10 + 24#8	3	3E # 4 @15
C8	55 x 85	4#10 + 24#8	3.3	3E # 4 @10

Tabla 4.7. Armado de trabes 1 de 2 del edificio de 20 niveles

Tipo	Sección (cm)	Armado lecho superior	Armado lecho inferior	Refuerzo para fuerza cortante en extremos ( núm. de ramas)
T-1	50 x 105	4#10 + 4#8	2#10 + 6#8	4#4 @10
T-2	50 x 105	2#10 + 4#8	6#8	3#4 @10
T-3	50 x 105	6#10 + 2#8	6#10 + 2#8	4#4 @10
T-4	50 x 100	2#10 + 6#8	8#8	4#4 @10
T-5	50 x 100	1#10 + 5#8	5#8	3#4 @10
T-6	50 x 100	4#10 + 4#8	2#10 + 6#8	4#4 @10
T-7	50 x 100	2#10 + 4#8	6#8	3#4 @10
T-8	45 x 95	1#10 + 5#8	5#8	3#4 @10

Tabla 4.8. Armado de trabes 2 de 2 del edificio de 20 niveles

Tipo	Sección (cm)	Armado lecho superior	Armado lecho inferior	Refuerzo para fuerza cortante en extremos ( núm. de ramas)
T-9	45 x 95	3#8 + 3#6	3#8 + 1#6	2#4 @10
T-10	45 x 95	1#10 + 5#8	6#8	3#4 @10
T-11	45 x 95	5#8	4#8	2#4 @10
T-12	45 x 95	3#8 + 1#6	2#8 + 1#6	2#4 @10
T-13	45 x 95	2#10 + 2#8	1#10 + 3#8	3#4 @10
T-14	40 x 90	3#8 + 2#6	3#8	2#4 @10
T-15	40 x 90	3#8	3#8	2#4 @10
T-16	40 x 90	4#8	3#8 + 1#6	2#4 @10

Tabla 4.9. Áreas comerciales de CRP

No. CRP	Área (cm <sup>2</sup> )	No. CRP	Área (cm <sup>2</sup> )
1	206.5	9	77.4
2	193.5	10	71.0
3	180.6	11	51.6
4	167.7	12	21.0
5	154.8	13	38.7
6	142.0	14	32.3
7	129.0	15	22.6
8	96.8	16	16.1

---

**CAPÍTULO**

**5**

**ANÁLISIS NO  
LINEAL**

### 5.1 Modelo de análisis no lineal.

Considerando las características geométricas y mecánicas de las estructuras, se llevaron a cabo los modelos de análisis no lineal en el programa Ruaumoko 3D (ver figura 5.1, 5.2 y 5.3), a los cuales se les asignaron propiedades medias en cargas, propiedades mecánicas y secciones, resultando periodos fundamentales de  $T_e = 1.1s, 1.3s$  y  $1.5s$ , para los edificios de 10, 15 y 20 niveles, respectivamente.

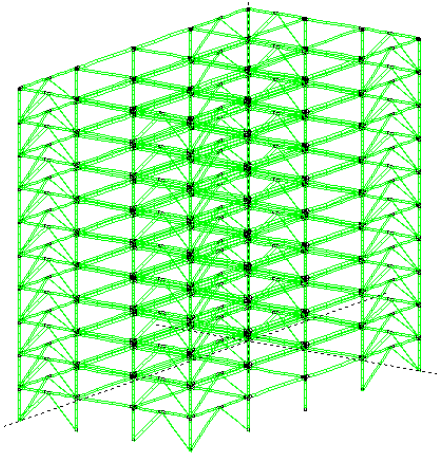


Figura 5.1 Edificio de 10 niveles  
 $T_e=1.1s$

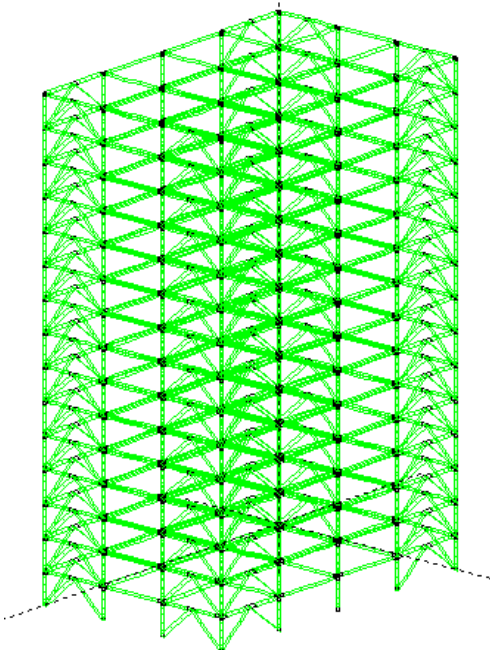


Figura 5.2 Edificio de 15 niveles  
 $T_e=1.3s$

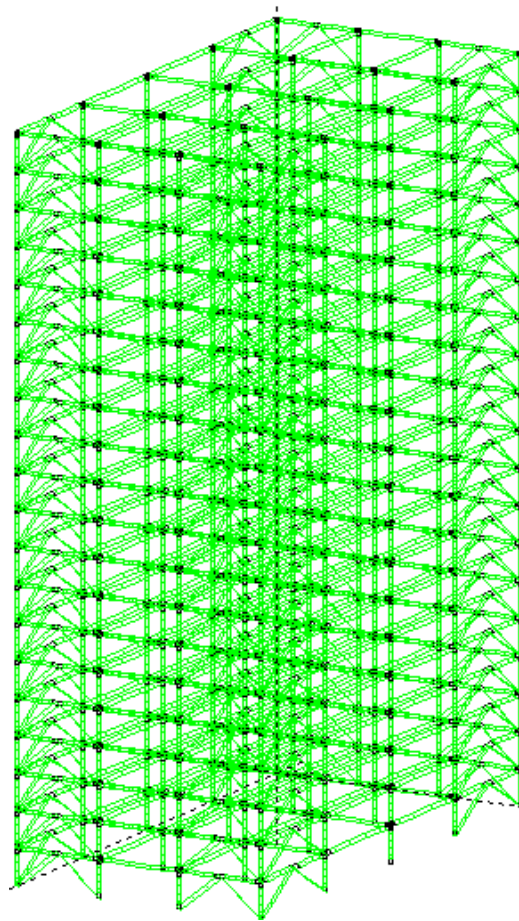


Figura 5.3 Edificio de 20 niveles  
 $T_e=1.5s$

## 5.2 Propiedades medias

Con la finalidad de reducir las incertidumbres epistémicas asociadas a cargas, propiedades mecánicas y secciones de los elementos estructurales; que se derivan principalmente de factores como la calidad en los materiales, dosificación, consideraciones constructivas, deficiencias de encofrados, entre otros; en este trabajo se toman en cuenta las propiedades medias de los elementos estructurales, y las cuales se describen en lo subsecuente.

### 5.2.1 Carga muerta media

Durante el proceso de diseño se consideran valores nominales en las cargas, que son valores conservadores con respecto a los que pueden ocurrir en la estructura. Meli (1976), propone que la relación entre dicho valor nominal ( $W_n$ ) y la media de la carga muerta ( $m_{cm}$ ) sea expresada de la siguiente forma:

$$m_{cm} = \frac{W_n}{1 + 2C_v} \quad (5.1)$$

donde  $C_v$  es el coeficiente de variación para carga muerta, el cual se considera igual a 0.08.

### 5.2.2 Propiedades mecánicas medias

Meli y Mendoza (1991) determinan que el concreto puede ser caracterizado por medio de los primeros momentos estadísticos de la resistencia a compresión en el concreto, y proponen un valor medio de  $f'c = 268 \text{ kg/cm}^2$  para el concreto con resistencia nominal de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo que, extrapolando valores para nuestros casos de estudio, se tiene un valor medio de  $f'c = 375 \text{ kg/cm}^2$ , para un concreto de resistencia nominal de  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .

Por otro lado, para el caso del acero de refuerzo, se utilizan los valores especificados en las NTC-Concreto (NTC, 2017) en su apéndice D, en el cual se considera las características del acero fabricado en México; mismos que se resumen en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Parámetros del acero

Parámetros	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ (esfuerzo de fluencia)	4487
$f_{su}$ (esfuerzo último)	7280
$E_s$ (Modulo de elasticidad)	2052433

En lo referente a los CRPs, de acuerdo al manual de los proveedores, el núcleo de acero de estos elementos puede estar formado por acero ASTM A-36 o ASTM A572 gr.50, determinando estos, las resistencias medias esperadas de fluencia a partir de un factor de sobrerresistencia ( $R_y$ ); o bien, las proporcionan directamente. Para nuestros casos de estudio, el núcleo de acero de los CRPs está formado por placas de acero ASTM A-36, y con la finalidad de considerar las características del acero del mercado nacional, se ha

estimado la resistencia media de fluencia a partir del factor de sobrerresistencia especificado en las NTC-Acero (NTC, 2017) e indicado en la tabla 5.2. Por lo anterior, se utiliza una resistencia media de fluencia de  $f_y = 3289 \text{ kg/cm}^2$ , derivado de la multiplicación del esfuerzo nominal de fluencia por el factor  $R_y$ . Es importante mencionar que el resultado anterior no difiere en un más del 2% cuando se es comparada con los valores que usualmente proporciona el proveedor.

Tabla 5.2. Valores  $R_y$  y  $R_u$  para estimar el esfuerzo esperado de fluencia y fractura

Tipo de acero	$R_y$	$R_u$
Placas		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.3	1.2

Para el módulo de elasticidad, Johnston y Opila (1941) realizan un estudio en el cual consideran que, para un sistema sometido a cargas axiales de tensión y compresión, el módulo de elasticidad nominal debe ser afectado por un factor de 1.03, por lo que en este caso se obtiene un módulo de elasticidad de  $E = 2101200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 5.2.3 Secciones medias

Las propiedades medias en travesas, se tomaron del trabajo de Mirza y McGregor (1979), empleando los valores que se muestran en la ver tabla 5.3.

Tabla 5.3. Secciones estructurales medias

Sección	Desviación media respecto de la nominal (cm)	Desviación estándar (cm)
Base	0.254	0.366
Altura	-0.279	0.544
Recubrimiento inferior	0.160	1.110
Recubrimiento superior	0.320	1.588

Para el caso de columnas, Gant (1976) recomienda una distancia media respecto de la nominal de +0.159 cm para las dimensiones de la base y la altura, con una desviación estándar de 0.634 cm.

## 5.3 Diagrama momento-curvatura

Dado que el programa Ruamoko 3D, caracteriza las articulaciones plásticas con momento-curvatura, se obtuvieron los diagramas correspondientes de estos para los diferentes elementos estructurales de concreto reforzado, con la finalidad de obtener los parámetros de interés y considerarlos en el modelo de análisis no lineal; para ello, se determinan el momento de fluencia, la curvatura de fluencia y la curvatura última ( $M_y$ ,  $\varphi_y$  y  $\varphi_u$ ). En dichos diagramas, se considera el nivel de carga axial en las columnas de concreto, debido a que dicha fuerza afecta directamente en la capacidad de ductilidad del elemento; así mismo, se consideran también las características de los modelos constitutivos del acero de refuerzo y

del concreto confinado. Lo anterior, de acuerdo a las especificaciones descritas en el apéndice D, de las NTC-Concreto (NTC, 2017).

En la figura 5.4, el diagrama momento-curvatura real e idealizada, de uno de los elementos estructurales de concreto reforzado, obtenidos a partir del programa SAP 2000; cuyos valores de interés, son obtenidos a partir del diagrama idealizado, para fines prácticos.

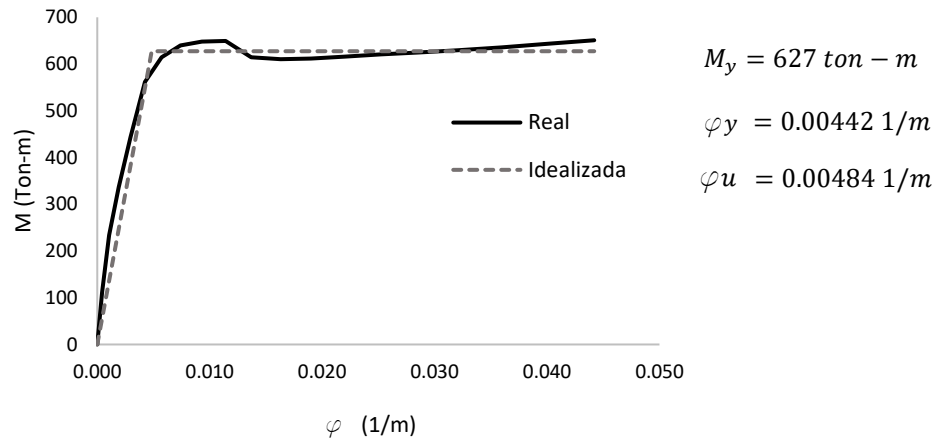


Figura 5.4 Diagrama momento-curvatura

## 5.4 Modelos de comportamiento

En la actualidad existe una gran cantidad de modelos histeréticos que representan el comportamiento de los diferentes elementos estructurales, ya sean estos de concreto reforzado o acero, los cuales representan principalmente la fluencia, la degradación de rigidez y degradación de resistencia.

Dentro de los modelos de comportamiento más usuales se encuentran el modelo lineal, el cual es uno de los más simples y tiene la finalidad principal de establecer la proporcionalidad de las fuerzas con las deformaciones de un elemento estructural, por lo que con este es posible obtener el módulo de elasticidad. El modelo elastoplástico, el cual incorpora la fluencia de un elemento, pero sin la consideración del endurecimiento por deformación, manteniendo siempre la carga y descarga con la misma pendiente. El modelo de Remennikov, usualmente utilizado para modelar el comportamiento de contravientos de acero convencionales, el cual considera la diferencia de resistencia a tensión y compresión, así como la degradación de rigidez y resistencia posterior al pandeo; por medio de parámetros como el módulo tangente, donde se consideran las relaciones de esbeltez del elemento. En este estudio se utiliza el modelo bilineal para los CRPs y el modelo de Takeda modificado para traveses y columnas, los cuales representan de manera adecuada el comportamiento histerético de estos elementos; mismos que se detallan en los capítulos subsiguientes.

### 5.4.1 Modelo de Takeda modificado

Para la consideración del comportamiento de los elementos de concreto reforzado ante las reversiones de carga generadas por las diferentes solicitaciones sísmicas, se usa el modelo de Takeda modificado, que es un modelo que incluye la rigidez pos fluencia y que es capaz de modelar la degradación de rigidez de descarga y recarga (ver figura 5.5).

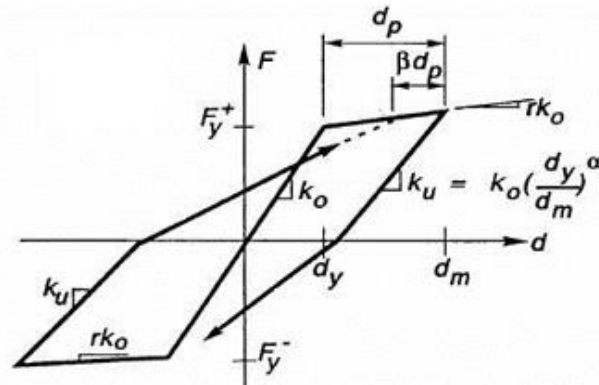


Figura 5.5 Modelo histerético de Takeda modificado (Carr,2007)

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros de control de rigidez en la rama de descarga y recarga, tomando valores entre 0.5 y 0.6, respectivamente;  $r$  es el factor que controla la pérdida de rigidez después de que el elemento cede ( $0 < r \leq 1$ );  $k_o$  y  $k_u$  son la rigidez inicial y la rigidez de la rama de descarga. Es importante mencionar que la rigidez inicial, se ha considerado con las características de la sección gruesa de los elementos, y no con las secciones agrietadas que actualmente se recomiendan en las NTC- Concreto (NTC, 2017). Lo anterior, debido a que en el presente trabajo, se parte principalmente con la consideración de que todos nuestros casos de estudio son edificaciones recién construidas, por lo que todo el posible daño que estas pudiesen experimentar y acumular a lo largo de su vida útil, se consideran y se cuantifican a través de las  $n$  excitaciones sísmicas presentes en las 100 historias de eventos sísmicos simulados a las que estas son sometidas; lo anterior desde el enfoque probabilista descrito en el capítulo 3. Es importante mencionar también que, la simplificación y consideración de una rigidez efectiva, donde la inercia promedio en vigas y columnas es del 50 y 70% de la inercia de la sección gruesa (debido al “agrietamiento” asociado a la primera fluencia del refuerzo longitudinal) es cuestionable. Dentro de algunas de las razones se encuentran en el supuesto que, de acuerdo a las NTC-Concreto, todos los elementos estructurales deberán ser agrietados por el mismo factor en todos los niveles de la estructura (0.5  $I_g$  en vigas y 0.7  $I_g$  en columnas); sin embargo, esto no es realmente cierto, pues como se han demostrado en diversos estudios y como en este (ver figuras 6.17 a 6.20), se observa que aún en el estado más crítico, no todos los elementos desarrollan deformaciones plásticas, y aquellas que las desarrollan, no lo hacen con el mismo nivel de intensidad de rotaciones inelásticas, aun cuando los armados de los diferentes elementos son tipo en los diferentes niveles. Por otra parte, considerar un agrietamiento inicial, no necesariamente da un diseño conservador, sino que este dependerá siempre de en qué parte de la rama del espectro de diseño se encuentre el

periodo fundamental de la estructura. Lo anterior y otras razones más, ampliamente discutidos en Tena (2019).

### 5.4.2 Modelo bilineal

Se estima el comportamiento de los CRP mediante el modelo bilineal, en el cual la primera parte es un modelo elástico lineal hasta alcanzar la fuerza de fluencia. Posteriormente, la segunda parte representa el comportamiento elastoplástico considerando una rigidez pos fluencia debido al endurecimiento por deformación, además, este modelo considera que la rigidez en la zona de carga y descarga es la misma, logrando de esta manera un comportamiento estable (ver figura 5.6).

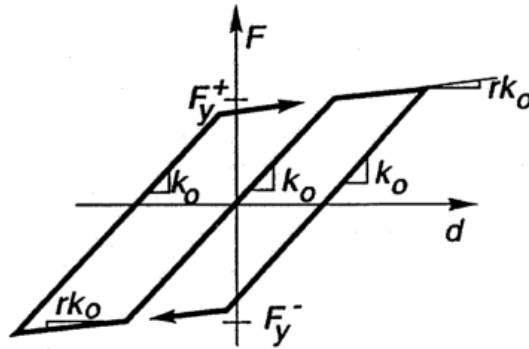


Figura 5.6 Modelo histerético Bi-lineal (Carr,2007)

donde  $F_y$  es la fuerza de fluencia a tensión y compresión;  $K_o$  es la rigidez inicial y  $r$  es el factor que considera el endurecimiento por deformación, expresado como una fracción de la rigidez elástica inicial. Es importante mencionar que pruebas experimentales muestran que este factor no es el mismo a compresión y tensión, variando estos desde 0.035 a 0.07 (Guerrero *et al.*, 2016 y Qu *et al.*, 2017). Sin embargo, dentro de una de las limitaciones del programa se encuentra el no poder realizar dicha diferencia, por lo que para nuestros casos de estudio se ha utilizado  $r = 0.04$  en ambos casos.

### 5.5 Rotaciones plásticas

Con la finalidad de conocer la evolución del daño en los diferentes elementos de concreto reforzado, se determinaron las rotaciones plásticas en los extremos de estos; para esto, se considera que la rotación de la articulación plástica puede estimarse a partir de las curvaturas que desarrollan los elementos en sus extremos (ver figura 5.7). Por lo anterior, las expresiones para determinar las rotulas plásticas son las siguientes:

$$\theta_p = L_p (\varphi_u - \varphi_y) \quad (5.1)$$

$$\theta = L_p (\varphi - \varphi_y) \quad \text{para } \varphi_y < \varphi \leq \varphi_u \quad (5.2)$$

donde  $\theta_p$ , es la capacidad de rotación plástica del elemento;  $\varphi_u$  y  $\varphi_y$ , son la curvatura ultima y de fluencia, ya definidas anteriormente;  $\theta$ , es la rotación plástica demandada;  $\varphi$ , es la

curvatura demandada en el elemento, obtenidos directamente del modelo de análisis;  $L_p$ , es la longitud plástica del elemento y considerada en este trabajo como  $0.5d$ , donde  $d$  es el peralte de la sección.

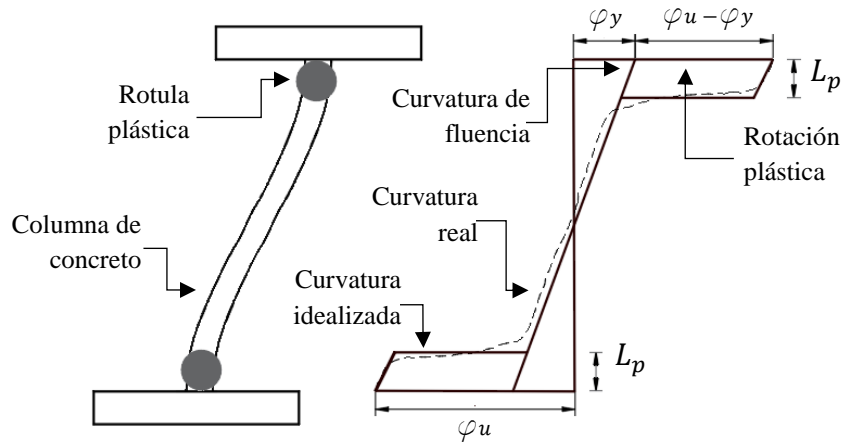


Figura 5.7 Rotación plástica en columnas de concreto reforzado (adaptado de Caltrans, 2010)

**CAPÍTULO**

**6**

**CONFIABILIDAD**  
**ESTRUCTURAL EN EL TIEMPO**

## 6.1 Análisis Dinámico Incremental (IDA)

La capacidad estructural de un edificio usualmente se determina con el máximo desplazamiento lateral que este puede desarrollar antes del colapso, actualmente dentro de los métodos más comunes para realizar esto se encuentra el análisis estático no lineal (AENL) y el análisis dinámico incremental, por sus siglas en inglés IDA.

El análisis estático no lineal se ha ido popularizando poco a poco debido a que ofrece resultados razonablemente buenos con bajo esfuerzo computacional; sin embargo, dentro de las limitaciones de este se encuentra que podría resultar ineficiente para el caso de estructuras altas y asimétricas en planta como en elevación, dado que los modos superiores en este tipo de estructuras influyen en la respuesta global. Por lo anterior, en un AENL se debe garantizar que el primer modo de la estructura domine sobre los demás, con lo que la presencia de torsión en este modo no deberá ser representativo en la respuesta.

En esta investigación, se realizan análisis dinámicos incrementales (IDAs), debido a que es un método paramétrico que estima de una manera más “exacta” el comportamiento de las estructuras; además, con este es posible incluir los efectos de los modos superiores. Es importante mencionar que, con los resultados de estos análisis, es posible conocer la capacidad estructural y la distorsión de fluencia, siendo esta última uno de los parámetros de interés para poder determinar el índice de daño (ecuación 2.1).

El análisis dinámico incremental consiste en obtener la respuesta de la estructura al ser sometido a una cantidad de registros sísmicos que se escalan gradualmente, hasta que la estructura alcance el nivel de desempeño deseado e incluso el colapso de la estructura (ver figura 6.1).

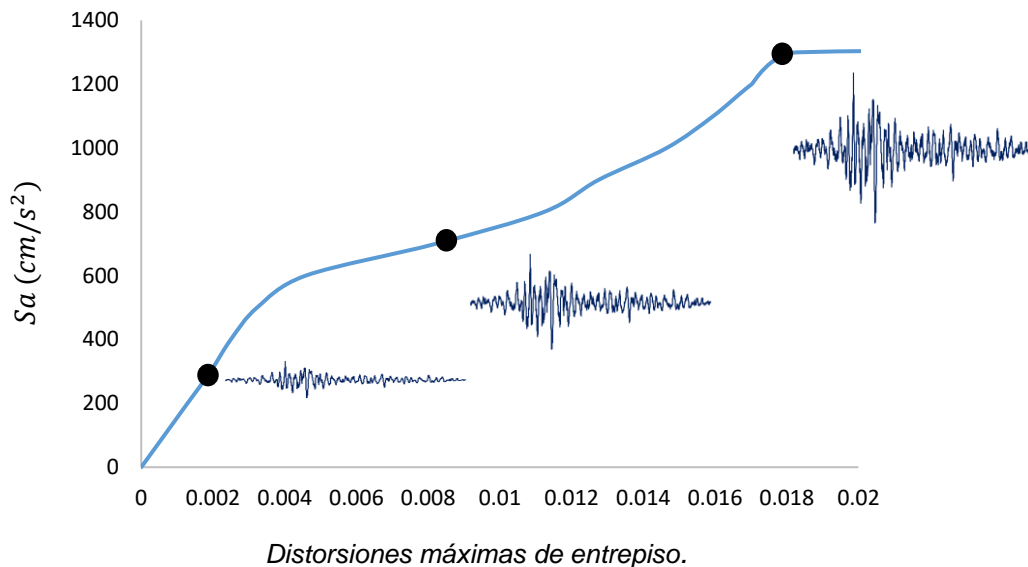


Figura 6.1 Ejemplo de una curva IDA, para un sismo en particular

### 6.1.1 Comportamiento de curvas IDA.

Como se menciona previamente, el análisis dinámico incremental es un estudio para conocer la respuesta de la estructura cuando es sometida a diferentes intensidades sísmicas, que en muchos de los casos son difíciles de predecir. Por esta razón, en la figura 6.2 se muestran las curvas IDA de algunos casos típicos del comportamiento de estas; obtenidas a partir de la respuesta de uno de nuestros casos de estudio y donde se puede observar que en todos los casos las curvas muestran un rango elástico e inelástico. Por lo anterior, las curvas IDA pueden clasificarse en cuatro casos: reblandecimiento, poco endurecimiento, fuerte endurecimiento y comportamiento ondulatorio (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

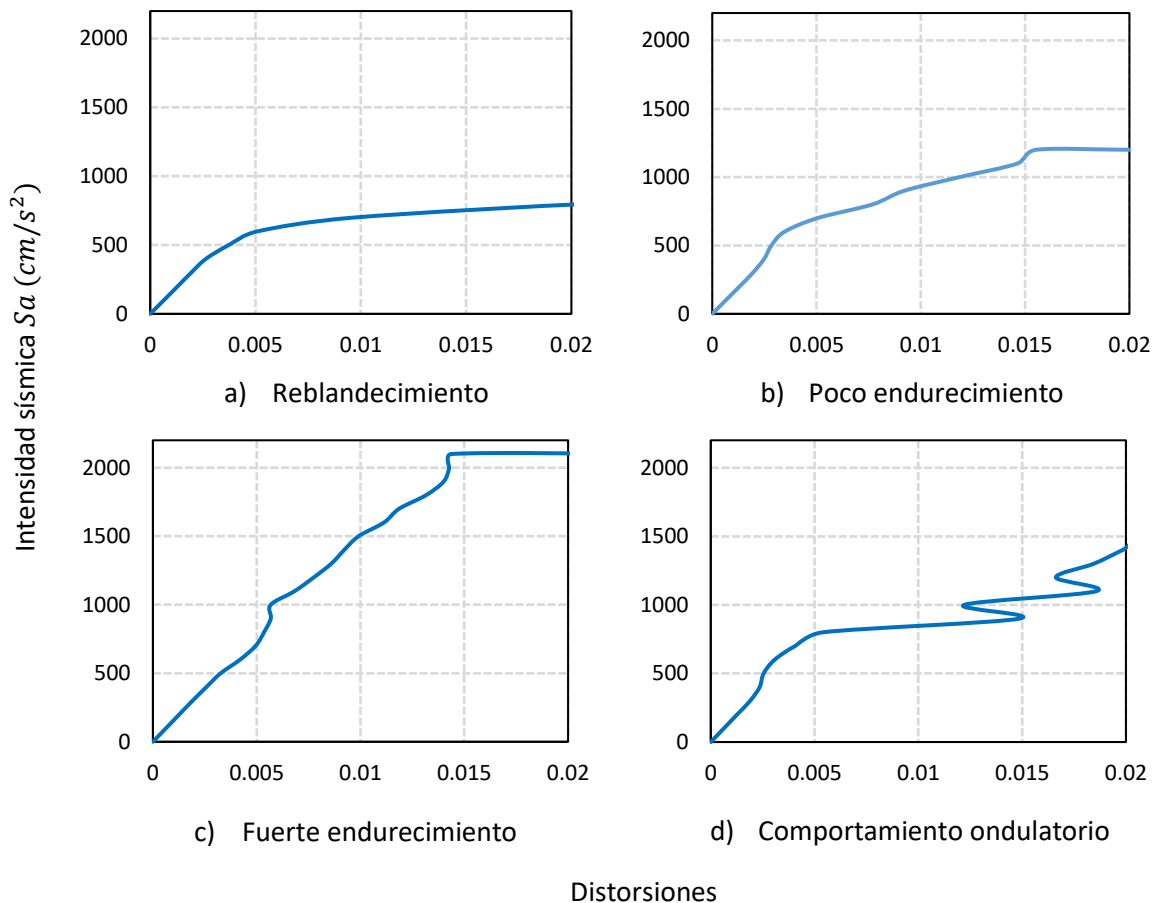


Figura 6.2 Curvas IDA (distorsiones vs intensidad)

#### Reblandecimiento

Es el caso que ocurre cuando una vez que la estructura fluye, se generan grandes distorsiones a pocas demandas de intensidades sísmicas, hasta que la estructura colapsa.

**Poco endurecimiento**

Se presenta cuando en el intervalo inelástico, la pendiente pos elástica de la curva no decae rápidamente, por lo que las demandas de distorsión provocadas por las múltiples intensidades parecieran ser proporcionales.

**Fuerte endurecimiento**

Ocurre cuando en las curvas IDA, la respuesta inelástica de la estructura tiende a oscilar o a seguir la pendiente elástica; para nuestro caso de estudio, este tipo de comportamiento fue muy poco usual.

**Comportamiento ondulatorio.**

Este tipo de comportamiento no es inusual, a pesar de que no resulta intuitivo que un sistema que muestra cierta tendencia en su respuesta pueda exhibir el mismo o incluso un menor valor de respuesta ante intensidades sísmicas mayores; sin embargo, a menudo tener intensidades altas no necesariamente significa tener medidas de daño grandes, sino que en ocasiones esto depende del fenómeno de endurecimiento, del patrón de oscilaciones y del tiempo en que estas la reciben.

A partir de lo anterior se puede decir, que los patrones oscilatorios que se pueden observar en la figura 6.2 d), son segmentos sucesivos de “reblandecimiento” y “endurecimiento”, en zonas donde la rigidez decrece con mayores intensidades sísmicas y en otros se incrementa. En términos generales, esto significa que en instantes la estructura experimenta una aceleración de las medidas de daño (distorsiones) y en otros momentos tiende a tener una desaceleración de estas (Vamvatsikos y Cornell 2002).

**6.1.2 Resultados de los análisis IDA**

Como se ha visto en párrafos anteriores, un solo registro IDA no es suficiente para conocer la respuesta estructural, por lo que en las figuras 6.3 a 6.5, se muestran los resultados de 50 curvas IDA, de cada uno de nuestros casos de estudio. En dichas figuras, se puede apreciar que, para el caso del edificio de 10 niveles, las curvas tienen un comportamiento elástico hasta una intensidad promedio de  $650 \text{ cm/s}^2$ , correspondientes a una distorsión promedio de 0.0045; incursionando estos posteriormente en el intervalo inelástico hasta una intensidad promedio de falla igual a  $1000 \text{ cm/s}^2$ , que corresponden a una distorsión media de 0.019. De igual manera, para el caso de los edificios de 15 y 20 niveles, se observa un comportamiento elástico en las curvas IDA hasta una intensidad media de 600 y 550  $\text{cm/s}^2$ , respectivamente; correspondientes a una distorsión promedio de 0.0042 y 0.0035. Por otra parte, las curvas incursionan en el rango inelástico hasta una intensidad y distorsión promedio de falla igual a  $1100 \text{ cm/s}^2$  y 0.018 en el edificio de 15 niveles; mientras que, en el edificio de 20 niveles, estas lo hacen hasta una intensidad promedio de  $1200 \text{ cm/s}^2$  a una distorsión promedio de falla de 0.018.

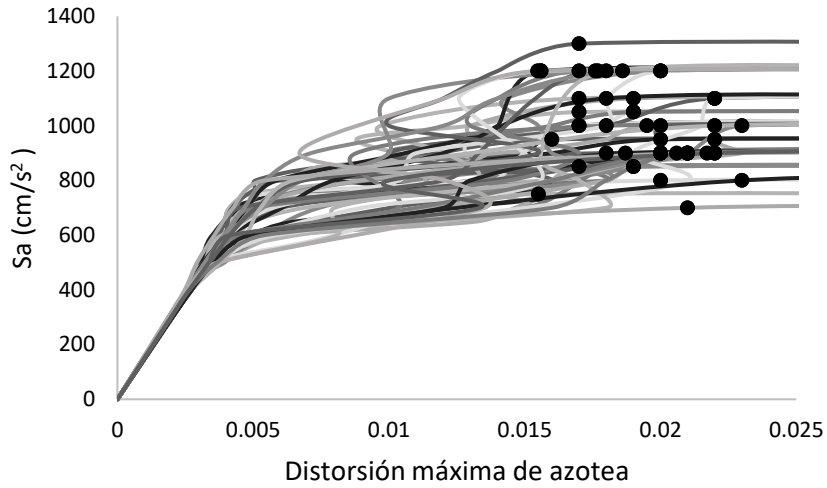


Figura 6.3 Curvas IDA del edificio 10 niveles

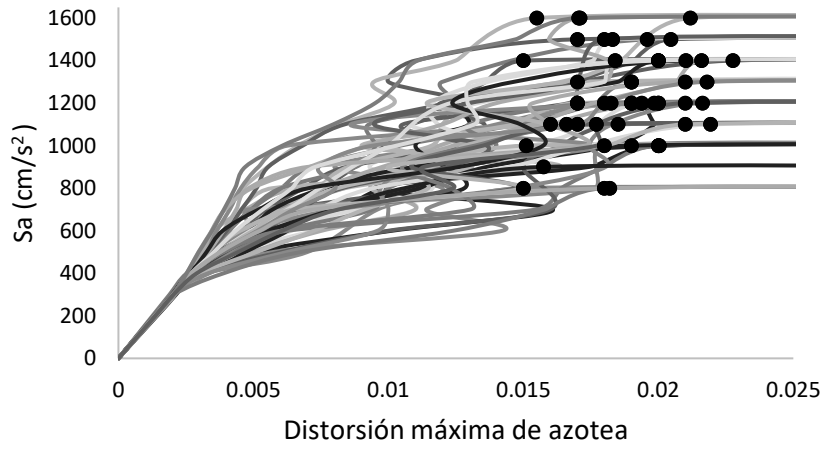


Figura 6.4 Curvas IDA del edificio 15 niveles

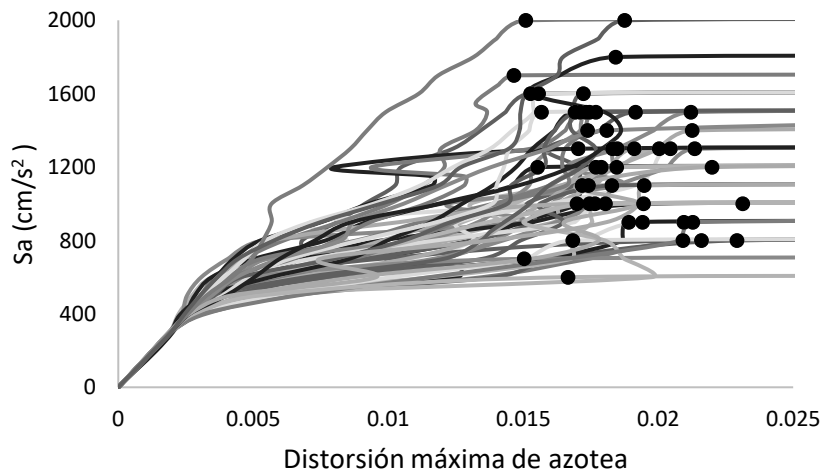


Figura 6.5 Curvas IDA del edificio 20 niveles

## 6.2 Daño Evolutivo

En la figura 6.6 se muestra de manera conceptual el cambio del daño evolutivo, se observa que mientras el índice de daño no sea mayor a cero, la estructura permanece en el rango elástico (sin daño alguno). Posteriormente, el primer y segundo punto representan la respuesta de un sismo  $x$ , con una intensidad  $y$ , en un tiempo  $t$ , que genera la demanda suficiente para exceder la distorsión de fluencia del sistema, generando así el primer índice de daño, posteriormente a este el daño tiende a crecer. La parte constante en la curva de daño evolutivo representa los intervalos de tiempo en los cuales no se presentan sismos, o bien, suceden, pero con intensidades pequeñas que no generan cambio en el índice de daño acumulado. El penúltimo punto indica la distorsión previa a la falla y el último refleja el colapso de la estructura, es decir cuando  $D(t) = 1$ .

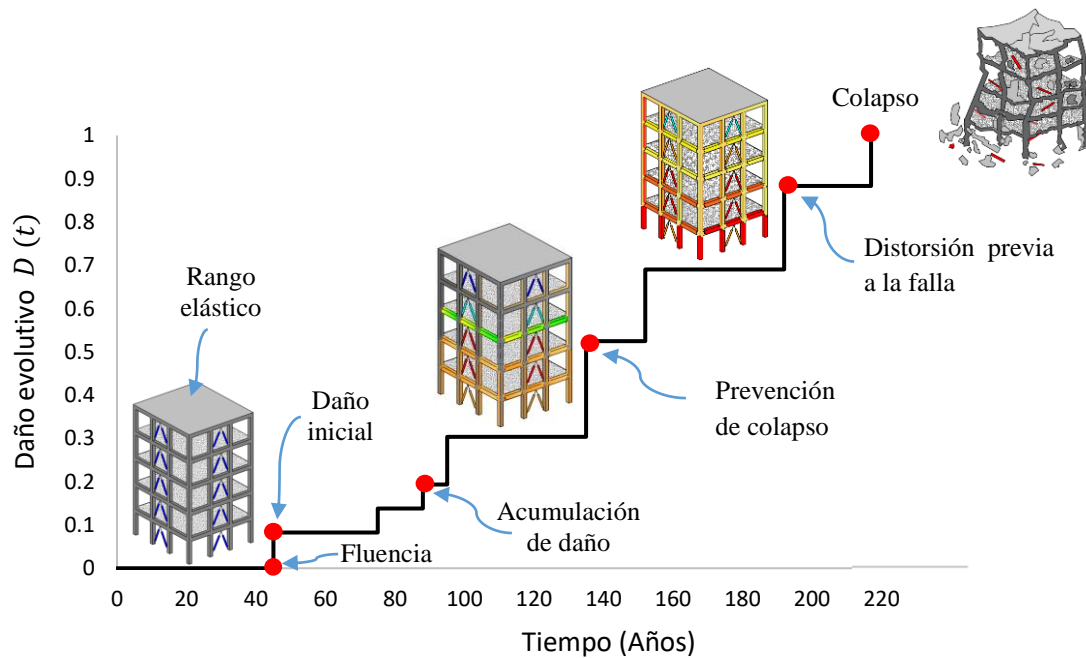


Figura 6.6 Curva descriptiva del daño evolutivo

Considerando lo anterior y siguiendo la metodología descrita en la sección 3.7, en las figuras 6.7 a 6.9 se muestran los resultados de las curvas de daño evolutivo de los casos de estudio, tras ser sometidas a 100 historias de simulaciones de intensidades y tiempos de espera.

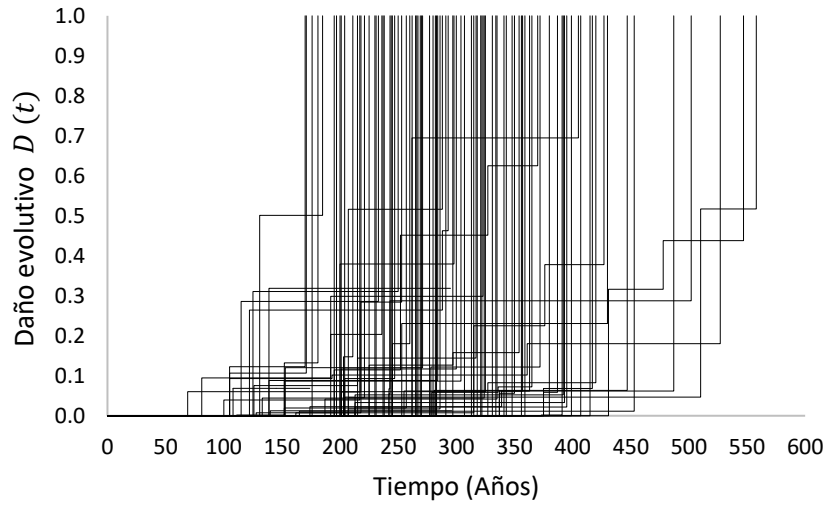


Figura 6.7 Curvas de dano evolutivo del edificio de 10 niveles

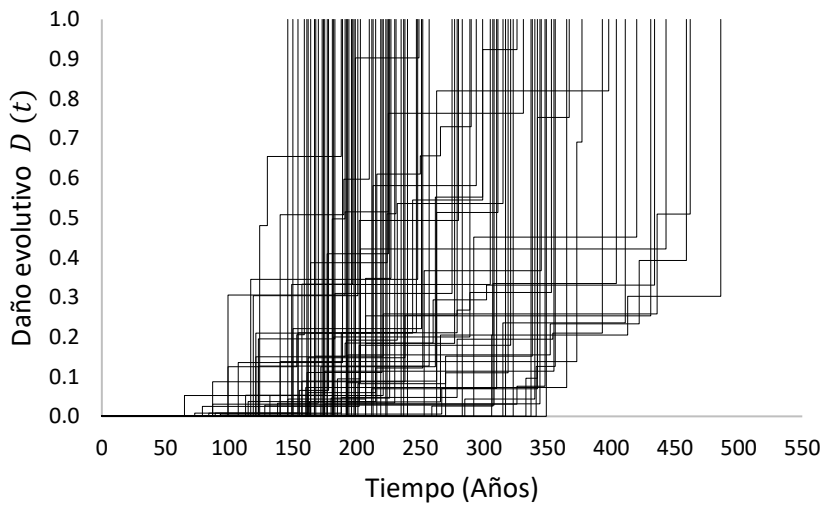


Figura 6.8 Curvas de dano evolutivo del edificio de 15 niveles

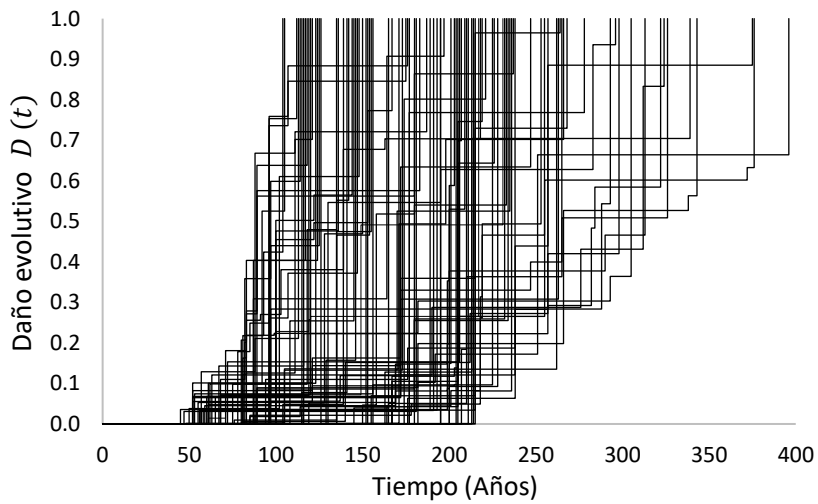


Figura 6.9 Curvas de dano evolutivo del edificio de 20 niveles

De acuerdo a los resultados mostrados en las figuras 6.7 a 6.9 y considerando que en las estructuras no hubo ningún programa de rehabilitación o reforzamiento a lo largo de su vida útil, se puede comentar que para el edificio de 10 niveles el primer índice de daño se presenta a los 69 años, por ende, el daño es nulo en años anteriores. Posteriormente, conforme los eventos sísmicos se presentan, la estructura acumula daño hasta dar lugar a la primera y última falla, presentandose estas a los 170 y 558 años, respectivamente. Por otra parte, se aprecia una tendencia de la ocurrencia de las fallas en un intervalo de tiempo entre los 170 a 430 años.

Para las estructuras de 15 y 20 niveles, los primeros índices de daño se presentan a los 65 y 45 años, respectivamente. Se hace notar también que ambas estructuras acumulan daño a medida que ocurren las intensidades sísmicas en el tiempo, dando lugar a la primera y última falla a los 146 y 486 años para el edificio de 15 niveles, y a los 104 y 396 años para el edificio de 20 niveles. La tendencia de las fallas se presentan en un intervalo de tiempo entre los 146 a 356 años para el edificio de 15 niveles, y entre los 104 a 266 años para el edificio de 20 niveles.

### 6.3 Comportamiento global de la estructura

Considerando una historia de eventos sísmicos, en las figuras 6.10 a 6.15 se muestran los ciclos de histéresis que desarrollan las estructuras con respecto al nivel de azotea, en las cuales se puede observar el rango elástico, inelástico y la degradación de rigidez y resistencia en el tiempo.

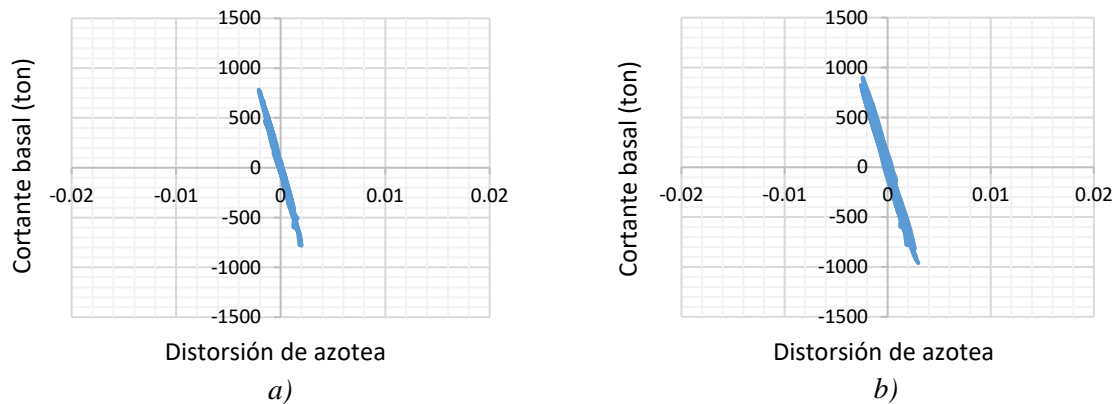


Figura 6.10 Ciclos de histéresis edificio de 10 niveles: a) 35 años b) 167 años

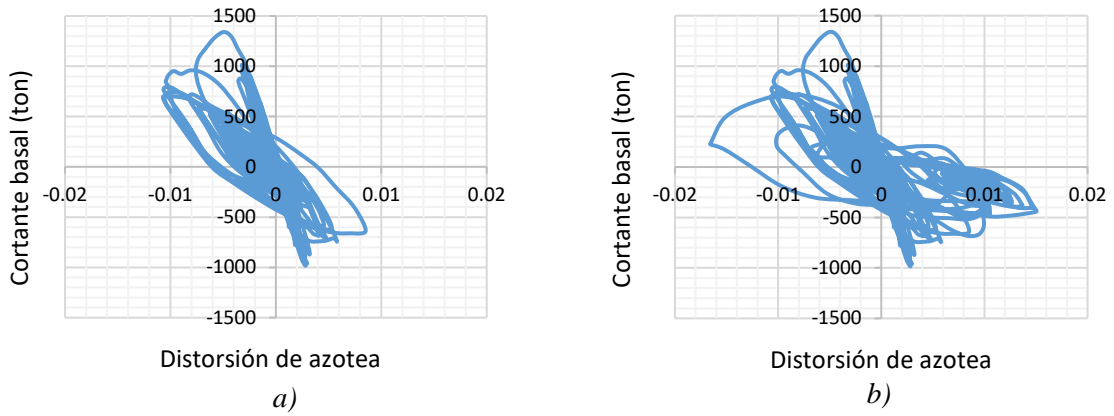


Figura 6.11 Ciclos de histéresis edificio de 10 niveles: a) 207 años b) 284 años

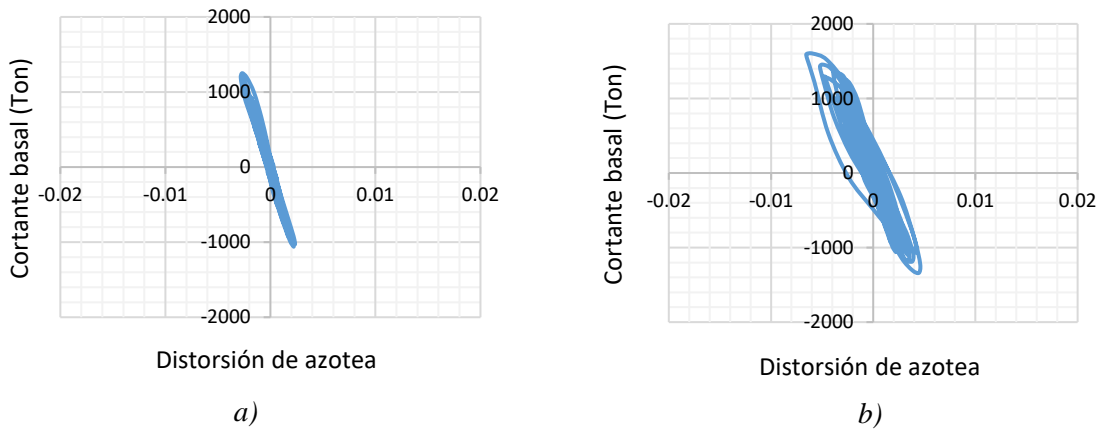


Figura 6.12 Ciclos de histéresis edificio de 15 niveles: a) 37 años b) 164 años

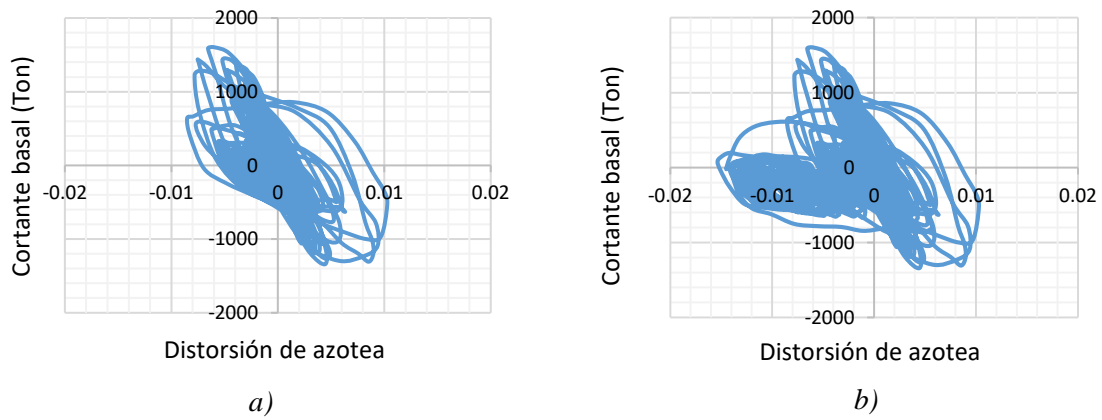


Figura 6.13 Ciclos de histéresis edificio de 15 niveles: a) 244 años b) 326 años

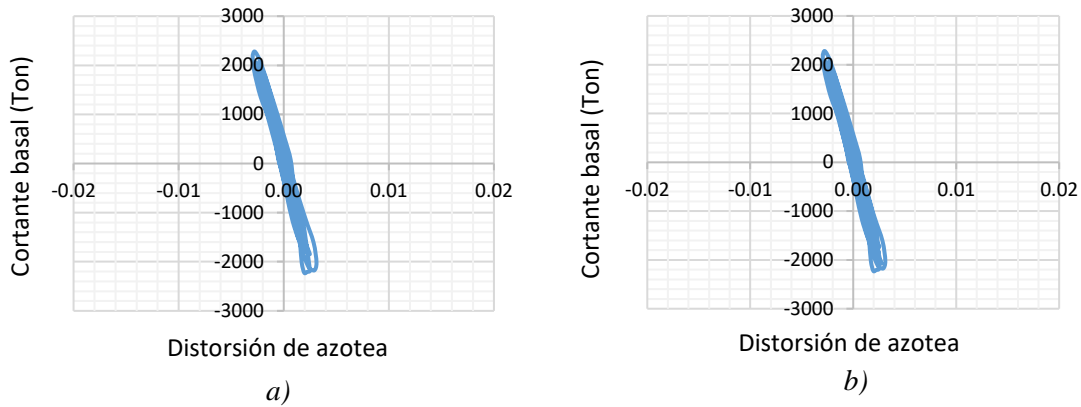


Figura 6.14 Ciclos de histéresis edificio de 20 niveles: a) 35 años b) 156 años

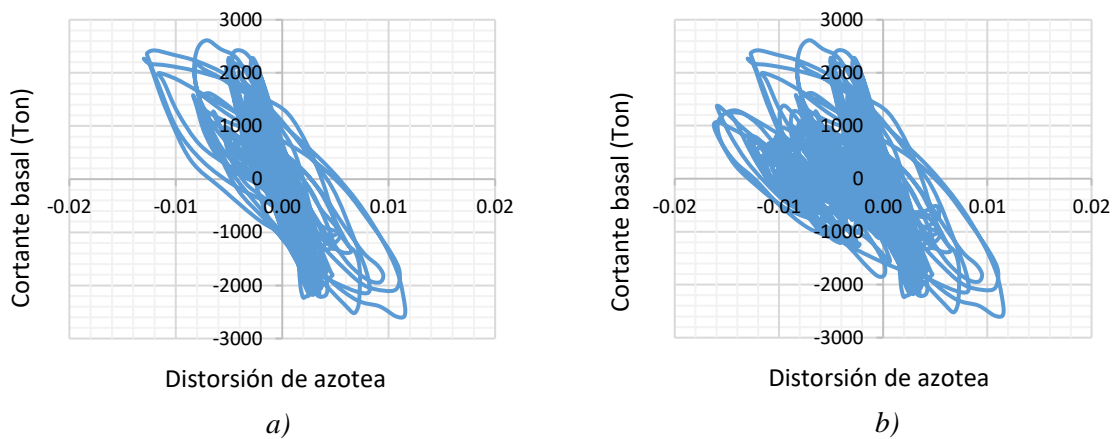


Figura 6.15 Ciclos de histéresis edificio de 20 niveles: a) 205 años b) 219 años

De acuerdo a las figuras anteriores, se puede observar que durante los primeros años las estructuras disipan la energía demandada en el rango elástico (ver figura 6.10, 6.12 y 6.14), posteriormente, se presentan sismos de cierta intensidad que ocasionan que la estructura acumule daño y esta incurriere en el rango inelástico (ver figuras 6.11, 6.13 y 6.15), formandose así el daño evolutivo  $D(t)$ .

### 6.4 Mecanismo de falla

El colapso estructural en los edificios de estudio se considera cuando se presenta el mecanismo de falla, es decir, en el instante cuando se articulan vigas y columnas en algún entrepiso; o bien, cuando la estabilidad de la estructura se encuentra comprometida. Dado que el mecanismo de colapso de la estructura se debe a la acumulación de daño generado por las secuencias de excitaciones sísmicas en el tiempo. La magnitud de las rotaciones inelásticas ( $\theta$ ) en vigas y columnas, así como las deformaciones plásticas normalizadas ( $\epsilon/\epsilon_{max}$ ) en el núcleo de acero de los CRPs, se muestran con la escala de colores indicados en la figura 6.16. En las figuras 6.17 a 6.20, un ejemplo detallado del daño evolutivo en el edificio de 15 niveles hasta que se presenta el colapso, es decir, cuando  $D(t) = 1$ .

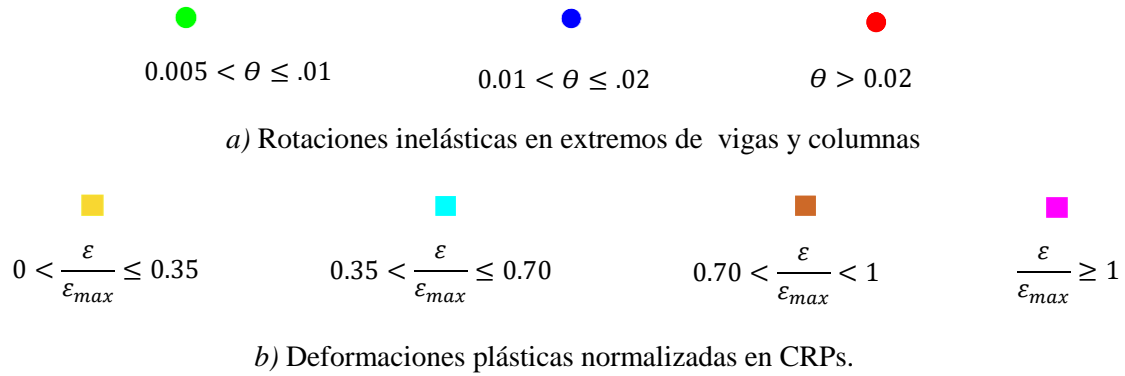


Figura 6.16 Rotaciones y deformaciones plásticas en elementos estructurales

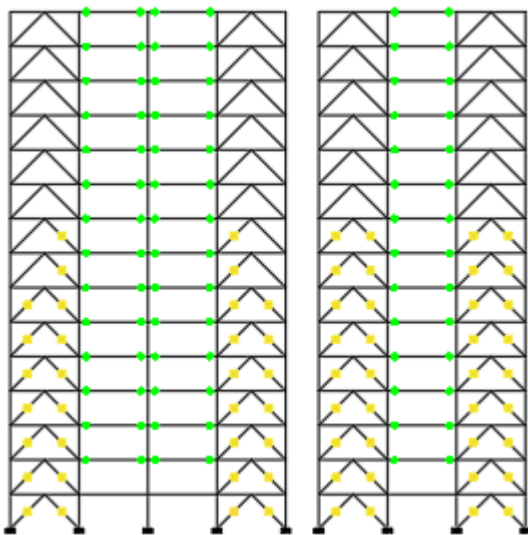


Figura 6.17 Daño evolutivo  $D(t) = 0.15$

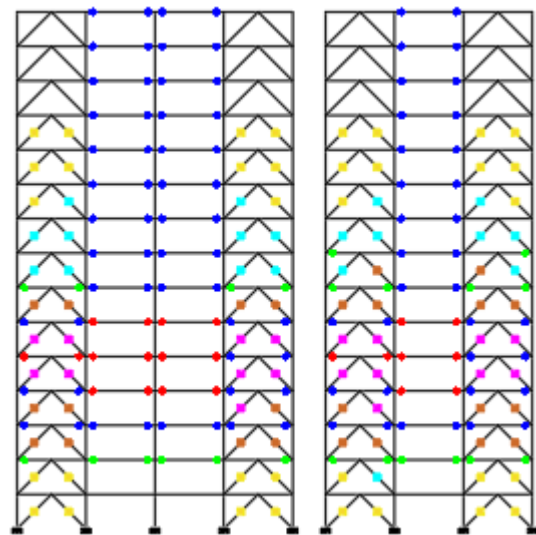


Figura 6.18 Daño evolutivo  $D(t) = 0.51$

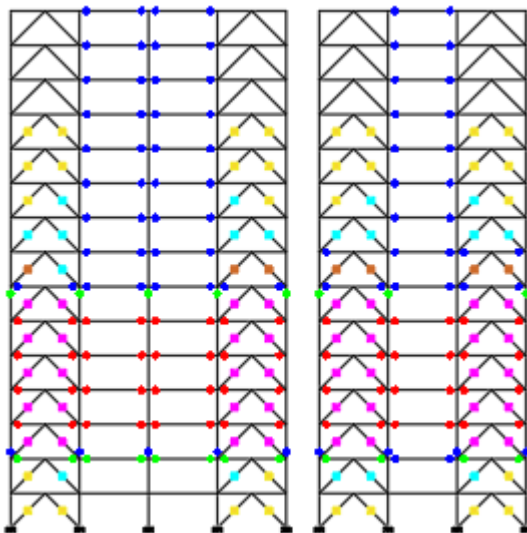


Figura 6.19 Daño evolutivo  $D(t) = 0.92$

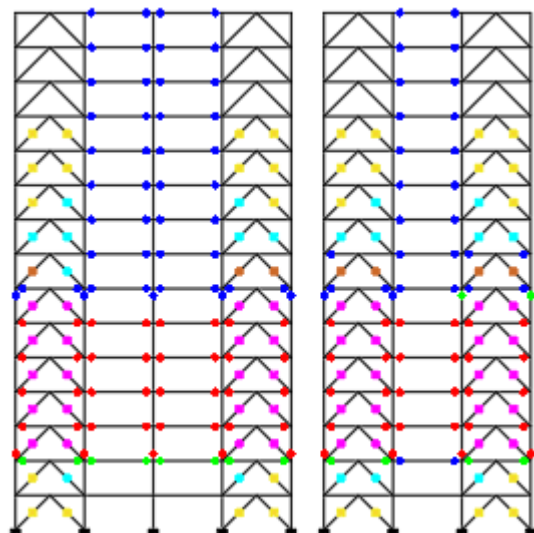


Figura 6.20 Daño evolutivo  $D(t) = 1$

Como se observa en las figuras anteriores, para el índice de daño  $D(t) = 0.15$ , la estructura comienza a trabajar en el rango inelástico en conjunto, presentandose articulaciones con valores relativamente pequeños; por otro lado, para el caso de las vigas que reciben los CRPs, se nota que estas se encuentran aún en el rango elástico. Posteriormente, para el caso de  $D(t) = 0.51$ , se puede observar que el rango inelástico en la estructura crece notablemente, concentrandose principalmente entre los niveles 4 a 6; se aprecia también que en esta etapa del daño evolutivo, se cumple con la premisa de diseño: columna fuerte-viga débil-contraviento más débil; si bien, en una de las vigas que reciben los CRPs del nivel 5 se muestra que ya se rebasó la rotación límite, la rotación presentada en estos elementos es ligeramente mayor a 0.02; aunado a esto, durante el proceso de la excitación sísmica se observa que estas vigas se articulan una vez que fallan los CRPs que reciben. Para cuando el daño evolutivo es  $D(t) = 0.92$ , se puede notar principalmente una evolución del daño de vigas y CRPs en los niveles inferiores y en un nivel superior, con respecto a su estado anterior; por consiguiente, la inelasticidad de la estructura se concentra principalmente entre los niveles 3 a 7. Por otra parte, uno de los daños más importantes en esta etapa, es el inicio de la plasticidad en las columnas de los niveles 3 y 7, derivado esto de la consecuencia del daño evolutivo presentado. Es importante mencionar que en esta etapa se tiene la mayor degradación de rigidez y resistencia de la estructura; sin embargo, su integridad aún se mantiene debido a la resistencia que le proporcionan el resto de elementos. Finalmente, para cuando  $D(t) = 1$ , se puede notar que el daño en vigas y CRPs se mantiene igual al estado anterior; sin embargo, se tiene la plastificación total en la base de todas las columnas del nivel 3, estado en el que la estructura colapsa.

### 6.5 Comportamiento de los CRPs en la estructura

A continuación, a manera de ejemplo, se muestra en la figura 6.21 el comportamiento histerético de un CRP de uno de los niveles más demandados (nivel 4) del edificio de 15 niveles; correspondientes a la historia de eventos sísmicos que genera el mecanismo de colapso mostrado anteriormente, asociados con el nivel de daño evolutivo de la estructura.

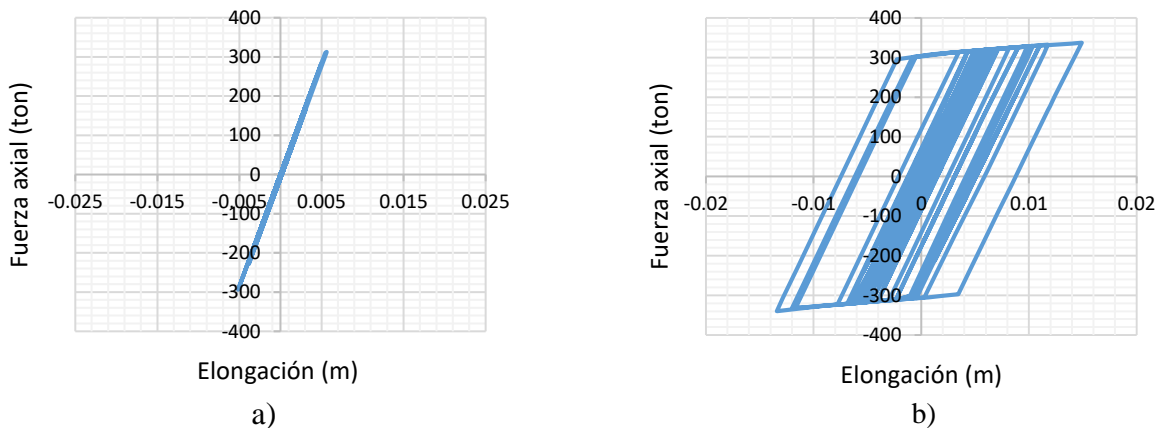


Figura 6.21 Comportamiento histerético de un CRP: a)  $D(t) = 0$  b)  $D(t) = 0.51$

De las figuras anteriores, se puede comentar que cuando  $D(t) = 0$ , los CRPs disipan la energía demandada en el rango elástico, posteriormente cuando se presentan ciertas excitaciones sísmicas que generan índices de daño en la estructura, los dispositivos disipan la energía demandada en el rango inelástico (ver figura 6.21 b).

### 6.6 Funciones de distribución de no daño y de falla

De acuerdo a los resultados del daño evolutivo de los tres casos de estudio y a las expresiones descritas en el capítulo 2, en la tabla 6.1 se muestran los parámetros principales de las funciones de distribución acumulada de no daño y de falla teóricas, mientras que en las figuras 6.22 a 6.24 se muestra la representación gráfica de estas en conjunto con las funciones de distribución empíricas.

Tabla 6.1. Parámetros principales de las funciones de distribución acumulada

Edificio	$P_o(t)$		$P_F(t)$	
	$\lambda_{ln(t_o)}$	$\zeta_{ln(t_o)}$	$\lambda_{ln(t_F)}$	$\zeta_{ln(t_F)}$
10 Niveles	5.400	0.400	5.703	0.270
15 Niveles	5.136	0.364	5.547	0.311
20 Niveles	4.570	0.457	5.268	0.332

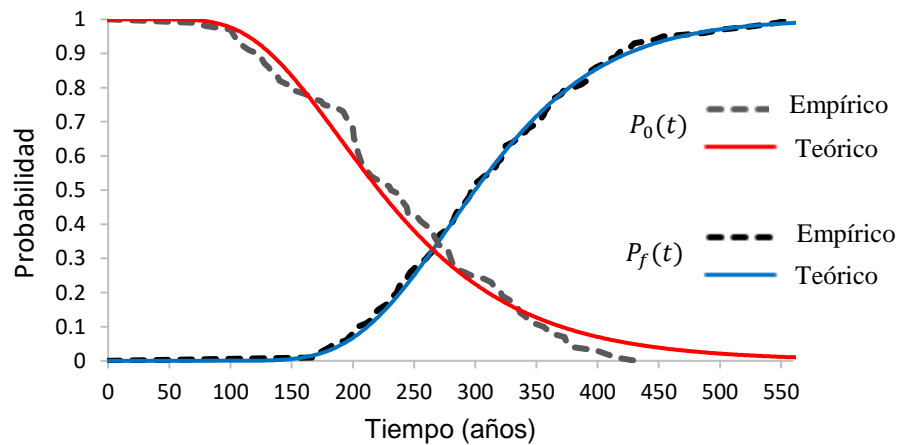


Figura 6.22 Función de distribución acumulada de no daño y de falla del edificio de 10 niveles

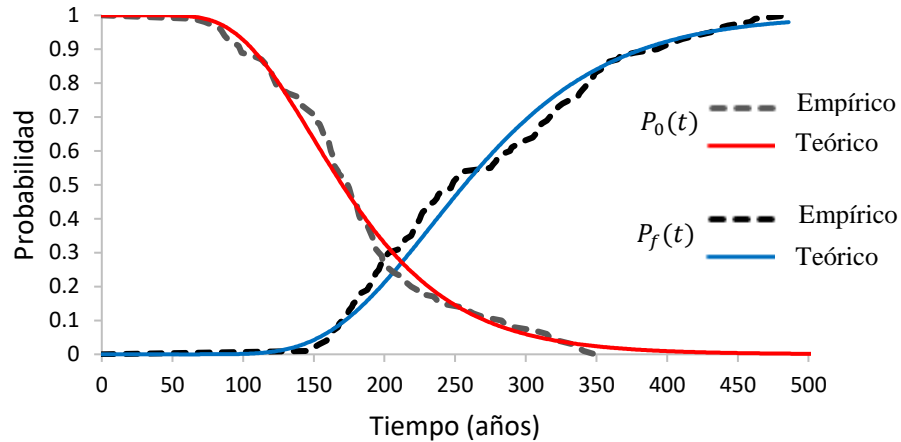


Figura 6.23 Función de distribución acumulada de no daño y de falla del edificio de 15 niveles

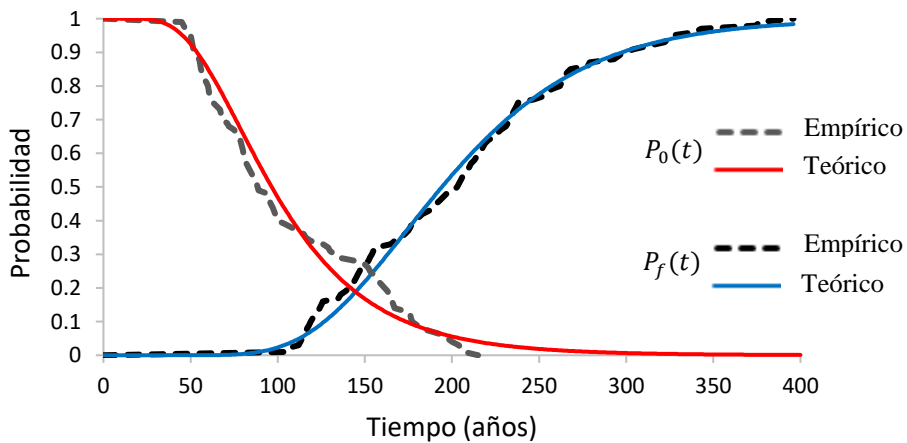


Figura 6.24 Función de distribución acumulada de no daño y de falla del edificio de 20 niveles

Como se puede observar en las figuras anteriores, las distintas funciones de distribución acumulada teóricas de las diferentes estructuras, se ajustan considerablemente a las empíricas calculadas, por lo que de acuerdo a estos resultados, se puede decir que la probabilidad de que no exista daño alguno,  $P_0(t)$ , se mantiene constante hasta el tiempo donde se presentan los primeros índices de daño, decreciendo conforme se van presentando los diferentes eventos sísmicos a lo largo del tiempo; se observa también que la probabilidad de falla,  $P_f(t)$ , comienza a crecer una vez que se presenta el año donde ocurre la primera falla, aumentando este hasta al año donde se presenta la última falla, es decir, cuando se tiene una probabilidad de falla igual a 1.

## 6.7 Confiabilidad y probabilidad de falla en el tiempo

Considerando las expresiones del capítulo 2 y con base a los parámetros mostrados en la tabla 6.1, en la figura 6.25 se muestran los índices de confiabilidad  $\beta(t)$  para los diferentes casos de estudio, en dicha figura se muestra que los índices de confiabilidad decrecen a lo largo del tiempo, teniendo valores de  $\beta = 2$  a los 169, 137 y 100 años, que corresponden al edificio de 10, 15 y 20 niveles con probabilidades de falla del 2.2 %. De igual manera, se tienen valores de  $\beta = 0$  a los 300, 255 y 193 años, tiempos en los cuales se espera tener una probabilidad de falla del 50% en los edificios de 10, 15 y 20 niveles, respectivamente. Decreciendo totalmente los índices, a los 396, 486 y 558 años, tiempos donde  $\beta(t)$  tiende a  $-\infty$ , es decir, cuando se alcanza una probabilidad de falla igual a 1.

Por otra parte, se puede notar que los índices  $\beta(t)$  tienden a no interceptarse entre sí, esto debido principalmente a que las de tasas de excedencia dadas para una intensidad  $y$ , son distintas para cada una de nuestras estructuras. Puede esperarse entonces en una etapa inicial de una determinada historia de eventos simulados, que mientras en la estructura de mayor periodo (edificio de 20 niveles) se estén formando los primeros índices de daño, en las estructuras de menor periodo (edificio de 10 niveles) las intensidades sísmicas sean tan bajas que prácticamente el daño sea nulo o menor, prologándose de esta manera la vida de la estructura. Es importante mencionar que, lo anterior, dependerá también de en qué parte de la rama del espectro de respuesta se encuentren las estructuras en estudio, siendo las más afectadas, aquellas estructuras cuyo periodo fundamental de vibrar se encuentren cercanos o iguales al periodo del terreno.

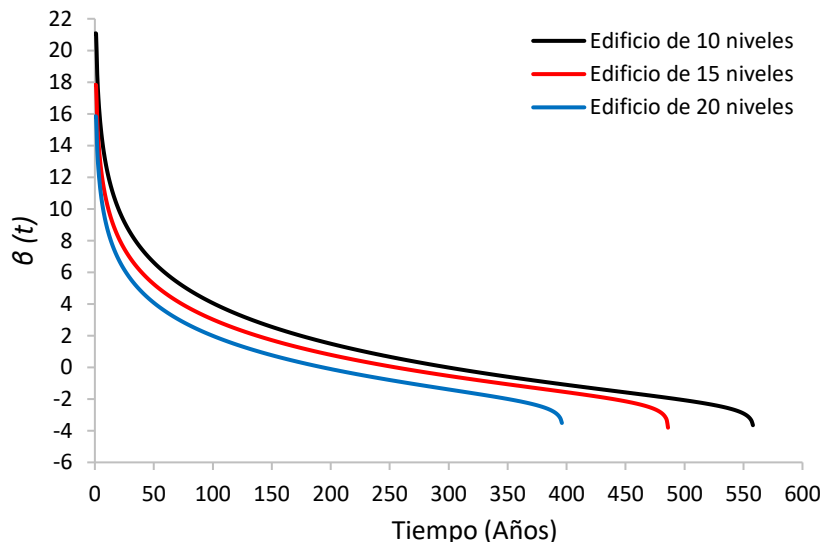


Figura 6.25 Índice de confiabilidad  $\beta(t)$  con daño acumulado para los edificios de 10, 15 y 20 niveles

Considerando lo descrito en las especificaciones y comentarios de las NTC-Sismo (NTC, 2017), se tiene como propósito principal de estas, obtener en las estructuras un comportamiento adecuado; tal que, bajo los sismos en los que se basa la revisión del estado límite de servicio, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio. De la misma manera, bajo el sismo en que se basa la revisión del estado límite de prevención de colapso, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas humanas; aunque pueden presentarse daños o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir de una rehabilitación importante. Siendo las ordenas espectrales para el estado límite de colapso, asociadas a un periodo de retorno de 250 años, y para el caso del estado límite de servicio a un periodo de retorno de 20 años. Es importante mencionar que, el periodo de retorno es una cantidad de tiempo en el cual la probabilidad de ocurrencia de un evento determinado se distribuye uniformemente en los periodos que componen dicha cantidad de tiempo, y no debe confundirse como la probabilidad de que un evento con periodo de retorno " $T_r$ " ocurra una vez cada " $T_r$ ".

Considerando lo descrito en el párrafo anterior, se presenta en la tabla 6.2, los resultados de los índices de confiabilidad, para los años en los cuales se estima que las estructuras corresponderían al estado límite de servicio y al estado límite cercano al colapso. Adicionalmente, se indican también en dicha tabla, los índices de confiabilidad a un año, para fines comparativos con los valores propuestos por el JCSS (Joint Committee for Structural Safety) para sistemas estructurales.

Tabla 6.2. Índices de confiabilidad  $\beta(t)$  con daño acumulado

Edificio	$\beta_1$	$\beta_{20}$	$\beta_{250}$
10 Niveles	21.1	10	0.66
15 Niveles	17.8	8.2	0.06
20 Niveles	15.8	6.8	-0.8

Con base a los resultados de la tabla 6.2, se puede observar que los índices de confiabilidad para los estados límite de servicio son altos, mientras que para el caso del estado límite cercano al colapso, son bajos, e inclusive negativos (para el caso del edificio de 20 niveles); sin embargo, no existe código de diseño que recomiende algún nivel de confiabilidad a nivel estructura en estos periodos de tiempo, y con el cual se pueda realizar alguna comparativa. El Joint Committee for Structural Safety (JCSS) sugiere niveles de confiabilidad para el primer año de  $\beta_1 = 3.1$  a  $4.7$ ; observando que los resultados obtenidos para este periodo de tiempo están muy por arriba de lo recomendado, lo cual resulta beneficioso; sin embargo, es importante mencionar que este enfoque es distinto al aquí presentado, en el sentido que el JCSS trata de cubrir desde un enfoque basado en costos y consecuencias de falla, las determinaciones subjetivas que se consideran al estimar la confiabilidad actual de una estructura y que no necesariamente tienen relación con el estado actual de una estructura.

Por otra parte, se tiene como limitante la aplicabilidad de dicho código, en los casos donde se tengan coeficientes de variación superiores al 40% en los niveles de incertidumbre de cargas o resistencia.

Con la finalidad de realizar una comparativa razonable; se presenta en la tabla 6.3, los índices de confiabilidad con daño acumulado y sin daño acumulado, para los años correspondientes al estado límite cercano al colapso; obteniendo estos últimos, a partir de los resultados de las curvas IDA y con base a las curvas de peligro sísmico descritos en el capítulo 3.

*Tabla 6.3. Comparativa de índices de confiabilidad*

Edificio	Sin daño acumulado	Con daño acumulado
	$\beta_{250}$	$\beta_{250}$
10 Niveles	6	0.66
15 Niveles	4.3	0.06
20 Niveles	1.5	-0.8

De acuerdo a los resultados presentados en esta última tabla, se puede notar la influencia del daño acumulado en la respuesta de las estructuras, pues existen diferencias considerables entre un índice y otro. Siendo estas diferencias mucho mayores para el caso de la estructura de 10 niveles y menores para el edificio de 20 niveles. Por otra parte, se puede volver a observar que aun sin daño acumulado, las estructuras con periodos de vibrar cercanos al periodo del terreno, son las más susceptibles a tener niveles de confiabilidad bajos. Finalmente, considerando lo anterior, se puede llegar a decir que, de no considerar el daño acumulado en las estructuras, se estaría sobreestimando en mayor o menor medida la confiabilidad en las edificaciones, lo que podría llegar a generar que estas incurran en niveles de desempeño no deseados.

## Conclusiones

Se presentó un enfoque para evaluar la confiabilidad estructural en el tiempo considerando el daño acumulado causado por secuencias sísmicas en un instante de tiempo  $t$ . El enfoque toma en cuenta las incertidumbres asociadas a la variabilidad en la ocurrencia e intensidades sísmicas. Aunque dicho enfoque es general y puede ser aplicado a cualquier sistema estructural (puentes, tanques elevados, torres de transmisión, plataformas marinas, etc.), en esta investigación se aplicó a edificios de concreto reforzado con dispositivos de disipación de energía de tipo CRPs.

Con base a los resultados presentados, se puede notar que los índices de confiabilidad tienden a ser menores conforme las estructuras se acercan al periodo dominante del suelo, de lo anterior, los edificios de 20, 15 y 10 niveles, dejan de ser confiables a partir de los 100, 137 y 169 años; respectivamente, tiempos en los cuales las estructuras presentan un índice de confiabilidad con daño acumulado de  $\beta(t)$  menor o igual a 2, que es un índice de confiabilidad deseable para este tipo de estructuras y que implícitamente indica que las estructuras aún son seguras. Por otra parte, se presenta una probabilidad de falla del 50% a los 193, 255 y 300 años para los edificios de 20, 15 y 10 niveles, respectivamente. Finalmente, se alcanza una probabilidad de falla igual a 1 a los 396, 486 y 558 años, tiempos donde el índice  $\beta(t)$  tiende a  $-\infty$ .

Se hace ver que los índices de confiabilidad son distintos para cada edificio, por lo cual, no es posible exigir un mismo nivel de confiabilidad  $\beta(t)$  en todas las estructuras para el mismo periodo de tiempo; el nivel de confiabilidad depende de parámetros como la configuración, sistema estructural, propiedades dinámicas y del sitio donde se encuentren desplantadas. Por lo anterior, es necesario sumar esfuerzos para obtener la confiabilidad en el tiempo de un número considerable de estructuras, y estar en posibilidades de dar alguna recomendación para poder incluir el efecto del daño acumulado en el diseño estructural de edificios.

Con el mecanismo de daño evolutivo presentado, se corrobora el trabajo conjunto de la estructura primaria y secundaria, bajo la premisa inicial del diseño basado en la distribución de fuerzas cortantes. Se observa que los CRPs, disipan la energía demandada hasta un cierto nivel de daño; por lo que, para este caso en particular, se podría considerar el reemplazo de estos dispositivos para un nivel de daño evolutivo a partir de  $D(t) = 0.15$ ; esto, para los entrepisos más demandados en el edificio.

Se observa que los índices de confiabilidad obtenidos para los estados límite de servicio de nuestros casos de estudio son aceptables; sin embargo, para el estado límite cercano al colapso estos se encuentran muy cercanos a cero e inclusive en negativos. Lamentablemente, no existe código de diseño que recomiende algún nivel de confiabilidad a nivel estructura en el tiempo con el enfoque aquí propuesto y con el cual se pueda realizar alguna comparativa razonable.

En la normativa mexicana actual no se recomiendan índices de confiabilidad para satisfacer estados límite, y en algunos otros códigos de diseño, solo se consideran a nivel de elemento estructural; sin embargo, de acuerdo al mecanismo de daño evolutivo presentado, se evidencia que estos no son convenientes para evaluar la confiabilidad de todo un sistema estructural, dado que el colapso no está dominado por la falla de solo un elemento. Por lo anterior, es importante contar con índices de confiabilidad para sistemas estructurales que indiquen el nivel de confiabilidad que se espera en un instante de tiempo dado, una vez construida la estructura. Por consiguiente, con base en el enfoque aquí propuesto y los resultados obtenidos, se pretende sentar las bases generales para que en un futuro cercano se realicen más estudios como este y estos sean considerados en alguna normativa de diseño.

Con base al enfoque propuesto, es posible estimar el nivel de daño evolutivo en cualquier estructura dada. Lo anterior, es notablemente importante para la implementación oportuna de programas de rehabilitación o reforzamiento. Por lo que, con base a lo aquí expuesto, se pretende también dar pauta a que en investigaciones futuras se considere estimar el daño evolutivo y que, mediante modelos analíticos, se logre establecer un nivel de daño "ideal" en el cual una estructura sea razonablemente reparable; todo esto, bajo un equilibrio óptimo de costo beneficio.

Finalmente, con los resultados derivados de los casos de estudio, se hace notar la importancia que tiene el considerar en las estructuras el efecto del daño acumulado en el tiempo; de lo contrario, se estaría sobrestimando la confiabilidad estructural al evaluarse esta, solo para un determinado nivel de intensidad sísmica.

Como trabajos futuros se considera importante estudiar el daño acumulado en edificaciones con diferentes configuraciones en planta y en elevación, considerando los diferentes sistemas estructurales y los tres tipos de materiales más usuales de la construcción (concreto, acero y mampostería), considerando el análisis de interacción suelo estructura en donde así lo amerite. Adicionalmente, se considera importante extender el estudio para considerar la influencia de los programas de rehabilitación o reforzamiento en los sistemas estructurales, con la finalidad de evaluar su impacto en la vida útil de las estructuras ante la acción de eventos sísmicos en el tiempo.

---

**Bibliografía**

Alamilla, J., Esteva, L., García, J., y Díaz, O. (2001). Simulating earthquake ground motion at a site, for given intensity and uncertain source location. *Journal of Seismology*, 5, 475-485.

Alhamaydeh, M., Abed, F., y Mustapha, A. (2016). Key parameters influencing performance and failure modes for BRBs using nonlinear FEA. *Journal of Constructional Steel Research*, 116,1-18.

Andrews, B., Fahnestock, L., y Song, J. (2009). Ductility capacity models for buckling-restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1712-1720.

Ang, A. y Tang, W. (2007). Probability concepts in engineering. Ed. John Wiley & Sons Inc.

Arroyo, A., Terán, A., Gamma, E., y Juan, J. (2009). Estudio experimental de contravientos restringidos al pandeo: Desarrollo conceptual y detalles de implementación. *Reporte UAM-A/DMAE, 2009/04*.

Bertero, V., Anderson, J., y Krawinkler, H. (1994). UCB/EERC-94/09 Performance of Steel Building Structures During the Northridge Earthquake. August 1994, PB95112025 (A10).

Bhattacharya B., Basu R., y Ma K. (2001). Developing target reliability for novel structures: the case of the Mobile Offshore Base. *Marine Structures*, 14, 37-58.

Bojórquez, E., Bojórquez, J., Terán, A., y Ruiz, S. (2009). Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 80, 31-62.

Caltrans (2010). Seismic Design Criteria (SDC). Version 1.6, Noviembre 2010.

Carr, A. (2007). RUAUMOKO, Computer Program Library, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.

Chiu, C. (2014). Reliability-based service life assessment for deteriorating reinforced concrete buildings considering the effect of cumulative damage. *Structure and Infrastructure Engineering*, 10, 1101–1118.

Ciampoli, M. (1998). Time dependent reliability of structural systems subject to deterioration. *Computer and Structures*, 67, 29-35.

Clough, R. (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA. *Structures and Materials*, Report, 66-16.

- EN 1990: 2002+A1:2005. Eurocode-Basis of structural design. *European Standard*.
- Esteva, L., Diaz-Lopez, J., Vazquez, A., y León, J. (2015). Structural damage accumulation and control for life cycle optimum seismic performance of buildings. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-14.
- Fahnestock, L., Sause, R., Ricles, J., y Lu, L. (2003). Ductility demands on buckling-restrained braced frames under earthquake loading. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2, 255-268.
- Filippou, F., Popov, F., y Bertero, V. (1986). Analytical studies of hysteretic behavior of R/C joints. *Journal of Structural Engineering*, 112, 1605-1622.
- Fujishita, K., Sutcu, F., y Celik, O. (2015). Comparing hysteretic behavior of buckling restrained braces (BRBs) with bolted and welded end connections. *Jeju, Korea: 8th international symposium on steel structures (ISSS)*.
- Gonzales, H. (2019). La olimpiada XXIV de ciencias de la tierra: los grandes terremotos en México. *Geos*, 39, 1-21.
- Gant L. H., (1976). A Monte Carlo study of the strength variability of rectangular tied reinforced concrete columns. Universidad de Alberta, Canada.
- Gersch, W., Kitagawa, G. (1985). A time varying ar coefficient model for modelling and simulating earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13, 243-254.
- Grigoriu, M., Ruiz, S., y Rosenblueth, E. (1988). The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Nonstationary Models of Seismic Ground Acceleration. *Earthquake Spectra*, 4, 551–568.
- Guerrero, H., Ji, T., Terán A., y Escobar, J. (2016). A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 123, 141-154.
- Guerrero, H., Ruíz, J., Escobar, J., y Terán, A. (2017). Response to seismic sequences of short-period structures equipped with Buckling-Restrained Braces located on the lakebed zone of Mexico City. *Journal of Constructional Steel Research*, 137, 37-51.
- Guerrero, H., Ji, T., Escobar, J., y Terán A. (2018). Effects of Buckling-Restrained Braces on reinforced concrete precast models subjected to shaking table excitation. *Engineering Structures*, 163, 294-310.
- Gusella, V. (1998). Safety estimation method for structures with cumulative damage, *Journal of Engineering Mechanics*, 11, 1200-1209.

Hamamoto T. (1996). Stochastic long-term damage prediction of multi-story buildings. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 989.

Heredia, E., Zeballos, A., y Esteva, L. (2000). Theoretical models and recorded response in the estimation of cumulative seismic damage on non-linear structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 1779-1796.

JCSS (2001). Probabilistic Model Code: Part 1 – Basis of Design. *The Joint Committee on Structural Safety*, 1-62.

Jeong, G., e Iwan W. (1988). The effect of earthquake duration on the damage of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 1201–1211.

Mehdi, S. (1982). Hysteresis models for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 108, 1077-1086.

Meli R., y Mendoza C.J., (1991). Reglas de verificación de calidad del concreto. *Revista de Ingeniería Sísmica*, LXI, México.

Meli R. (1976). Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el distrito federal. Instituto de ingeniería de la UNAM, publicación No. 375. Junio 1976.

Metelli, G., Bregoli, G., y Gena, F. (2016). Experimental study on the lateral thrust generated by core buckling in bolted-BRBs. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 409-420.

Miranda, E., y Ruiz, J. (2002). Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites. *Engineering Structures*, 24, 1271-1281.

Mirza S. A., y McGregor J., (1979). Variation in dimensions of reinforced concrete members. *Journal Structural Div.*, 105, 751-766.

Montes, R., Heredia, E., y Esteva, L. (2003). Optimal maintenance strategies for structures in seismic zones. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 245-264.

Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. Ciudad de México, México. 15 de diciembre de 2017.

Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Ciudad de México, México. 15 de diciembre de 2017.

Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. Ciudad de México, México. 15 de diciembre de 2017.

Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero. Ciudad de México, México. 15 de diciembre de 2017.

Ordaz, M., y Reynoso, E. (2012). Bases técnicas para la determinación de la prima de riesgo y la pérdida máxima probable de los seguros de terremoto. Anexo 7.2.1

Orta, L. (2018). Conceptos básicos de confiabilidad estructural. *Researchgate*

Qu,Z., Xie, J., Wang,T., y Kishiki, S. (2017). Cyclic loading test of double K-braced reinforced concrete frame subassemblies with buckling restrained braces. *Engineering Structures Engineering*, 139, 1–14.

Rahman, S., y Grigoriu, M. (1993). Markov model for seismic reliability analysis of degrading Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 119, 1844-1865.

Rinaldin, G., Amodio, C., y Fragiaco, M. (2017). Effects of seismic sequences on structures with hysteretic or damped dissipative behavior. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 205-215.

Rosenblueth D., y Esteva L. (1972). Reliability basis for some Mexican codes. *ACI publication*, 31, 1-42.

Rackwitz, R. (2000). Optimization-the basis of code-making and reliability verification. *Structural Safety*, 22, 27-60.

Ravi, G., Satish, S., y Kalyanaraman V. (2007). Behaviour of frames with Non-Buckling bracings under earthquake loading, *Journal of Construction Steel Research*, 63, 254-262.

Sabelli, R., Mahin, S., y Chang, C. (2003). Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 5, 655-666.

Sabelli, R., y López, W. (2004). Design of Buckling-Restrained Braced Frames. *The Steel Conference*, March 2004.

Sutcu, F., Takeuchi, T., y Matsui, R. (2014). Seismic retrofit design method for RC buildings using buckling-restrained braces and steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 304-313.

Takeda, T., Sozen, M., y Nielsen, N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 96, 2557-2573.

Takeuchi, T., Ida, M., y Suzuki, K. (2008). Estimation of cumulative deformation capacity of buckling-restrained braces. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 5, 822-831.

Takeuchi, T., Ozaki, H., y Sut, F. (2013). Out-of-plane stability of buckling-restrained braces including moment transfer capacity. *Earthquake Engng Struct. Dyn*, 43, 851-869.

Takeuchi, T., y Wada A. (2018). Review of Buckling Restrained brace design and Application to tall Buildings. *International Journal of High-Rise Buildings*, 7, 187-195.

Tena, A. (2019). Effective stiffness of reinforced concrete beams for seismic design: myths and facts. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24, 2-38.

Terán, A. (2001). Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 65, 81-110.

Teran, A., y Virto, C. (2009). Preliminary design of low-rise buildings stiffened with buckling-restrained braces by a displacement-based approach. *Earthquake Spectra*, 25, 185-211.

Tolentino, D., Ruiz, S., Torres, M., y Montiel, M. (2011). Confiabilidad de estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 84, 25-45.

Tolentino, D., y Ruiz, S. (2014). Influence of structural deterioration over time on the optimal time interval for inspection and maintenance of structures. *Engineering Structures*, 61, 22-30.

Tolentino D., y Ruiz S.(2015). Time-Dependent Confidence Factor for Structures with Cumulative Damage. *Earthquake Spectra*, 31, 441-461.

Tolentino, D., Flores, R., y Alamilla, J. (2018). Probabilistic assessment of structures considering the effect of cumulative damage under seismic sequences. *Bull Earthquake Engineering*, 16, 2119-2132.

Torres, M., y Ruiz, S. (2007). Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time. *Engineering Structures*, 29, 2183–2192.

Van, R., Hopkin, D., Bisby, L., y Caspeepele, R. (2017). The meaning of Beta: background and applicability of the target reliability index for normal conditions to structural fire engineering. *Procedia Engineering*, 210, 528-536.

Vamvatsikos, D., y Cornell, A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Struct. Dyn.*, 1-22.

Veismoradi, S., Cheraghi, A., y Darvishan, E. (2018). Probabilistic mainshock-aftershock collapse risk assessment of buckling restrained braced frames. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 205-216.

Wang, C., Gao, Y., Cheng, X., Zeng, B., y Zhao, S. (2019). Experimental investigation on H-section buckling-restrained braces with partially restrained flange. *Engineering Structures*, 199, 1-14.

Zhao, J., y Wu, B.(2014). Local buckling behavior of steel angle core members in buckling-restrained braces: Cyclic tests, theoretical analysis, and design recommendations. *Engineering Structures Engineering*, 66, 129–145.